



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD TECNOLÓGICA DE LA CONSTRUCCIÓN
RECINTO UNIVERSITARIO PEDRO ARAUZ PALACIOS

TESIS PARA OPTAR A TÍTULO

***"ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCIÓN Y TRATAMIENTO DE
LAS AGUAS RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER EN
PUERTO CABEZAS, RAAN"***

SUSTENTANTES:

HAMURABI JESUS CAYASSO FLORES
MANUEL SALVADOR SANDINO CASTILLO
JUAN CARLOS MONTENEGRO GUTIERREZ

TUTOR:

Msc. MARIA ELENA BALDIZON

MANAGUA. NICARAGUA JUNIO DEL 2008

DEDICATORIA (Hamurabi J. Cayasso Flores)

A mi Amigo, mi gran amigo, mi hermano Uriel Vallecillo quien trabajaba para el área técnica de Enitel, y que el Huracán ALMA le ha arrebatado la vida a los 27 años el día 29 de mayo 2008, despojando del amor paternal a un niño de 5 años ,una bebe de tres meses, y del amor conyugal a su señora, lamentamos tu deceso.

A mi madre Esther del Carmen Flores que incondicionalmente me ha apoyado monetariamente y sicológicamente en todo el transcurso de mi vida y que finalmente ha logrado ver la cosecha de su siembra en mi persona.

DEDICATORIA (Juan C. Montenegro Gutierrez)

A mis padres, Angel Montenegro, Perla Gutiérrez, mi hermana Perla Montenegro quienes me ayudaron económicamente en todo mis estudio universitarios aun con dificultades económica siempre me proporcionaron con todo lo necesario para completar mi carrera (Ingeniería Agrícola).

DEDICATORIA (Manuel S. Sandino Castillo)

A mi familia, mi esposa Vilma Marquez, a mis hijos por su constante apoyo en la culminación de mi carrera, a mi mama Obdulia Castillo que gracia a ella fui guiado a la carrera de ingeniería con mucho sacrificio, esfuerzo y al pueblo de Nicaragua quienes asumen los gastos de los estudios para formación académica de jóvenes emprendedores de escasos recursos.

I. INTRODUCCIÓN

I.1 GENERALIDADES

La red de alcantarillado sanitario surge como una respuesta a la conducción de las aguas grises o servidas hacia su disposición final ya sea a un sistema de tratamiento o a un destino que evite polución alguna al medio ambiente. Por sus características particulares del agua residual y su falta de oxígeno, emanan olores no aceptados por el humano por lo que exigen ser conducidos en una red de tuberías y conexiones llamados cajas de registro idealmente subterráneo.

La disposición final de las aguas residuales debe cumplir con ciertas características que disminuyan la contaminación, no necesariamente el efluente tiene que tener las particularidades de un agua de río (por así decirse), es por eso la importancia de un sistema de tratamiento que estabilice esta agua antes de ser descargadas en ríos, lagos etc.. donde alcancen un equilibrio tanto químico como físico bajo según las normas de descarga a cuerpos receptores (decreto 33-95, MARENA) o las normas de la Organización Mundial de la Salud.

La ciudad de Puerto Cabezas es abastecida de agua potable mediante un sistema administrado y operado por la Empresa Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ENACAL) el cual brinda servicio a 2330 usuarios, lo que representa una cobertura de poco menos del 58.7% del total de viviendas de la ciudad.

La ciudad no cuenta con un sistema de alcantarillado sanitario, ni drenaje pluvial, la alcaldía ha construido un sistema de canales superficiales la mayoría sin revestimiento que actúa como vía de desfogue para el drenaje de las aguas pluviales y las aguas grises provenientes de las viviendas. En la ciudad existen 3416 servicios higiénicos entre inodoros y letrinas, lo que significa un porcentaje

de 86% del total de viviendas, los inodoros utilizan sumideros individuales contruidos a poca profundidad y las letrinas la mayoría en mal estado, se construyen con madera y fosas poco profundos.

El mantenimiento de los cauces y zanjaz municipales es deficiente, produciéndose estancamiento de aguas y crecimiento de arbustos lo que contribuye a la proliferación de zancudos y la generación de focos epidémicos potenciales, tal es el caso del sector del mercado municipal. Cuando se hace limpieza de los canales y zanjaz generalmente se deja la basura y la tierra con lodo a lo largo de las calles.

Los canales de drenaje paralelo a la costa están sometidos a un proceso erosivo poniendo en peligro las propiedades ubicadas a orillas de dicha costa, en los últimos 25 años varios centros de diversión a orillas de la playa fueron destruidos por este proceso que actualmente se esta intensificando por el despale de la vegetación costera para la obtención de leña.

En la actualidad el Hospital Nuevo Amanecer esta siendo objeto de un proceso de rehabilitación y mejoramiento de su infraestructura de servicios en el marco del PROYECTO DE FORTALECIMIENTO DEL SISTEMA DE SALUD DE NICARAGUA (PROYECTO NIC/B7-310/IB/96/88) porque enfrenta serios problemas tanto de abastecimiento de agua potable como de saneamiento en tal sentido el presente estudio se revisara el estado de deterioro de las instalaciones existentes, y diseñar las tuberías de recolección, tratamiento y disposición de aguas servidas producto de las actividades hospitalarias, incluyendo las instalaciones y artefactos Sanitarios.

1.2 ANTECEDENTES

La planta física y la infraestructura del Hospital Nuevo Amanecer fueron construidas por ACNUR y originalmente se destinaron al albergue de

repatriados que habían emigrado por la guerra de la década de los 80's, fue a partir de Octubre del año 1992 bajo el gobierno de la Sra. Violeta Chamorro que empezó a operar como servicio hospitalarios . La mayor parte de la construcción es de elementos prefabricados, techo de Zinc y piso de ladrillo corriente.

El hospital Nuevo Amanecer nunca a sido sujeto de algún estudio puesto que no había presupuesto para este. La red de recolección de alcantarillado existente abarca las áreas del edificio de Administración, almacén, caseta, admisión y estadísticas.

La red de alcantarillado que se diseño cuando se construyo el edificio en las otras áreas presentan tanto deterioro que opera ineficientemente lo que representa un indicador de sustitución y modificación.

1.3 JUSTIFICACION

Los problemas higiénico-sanitarios en general están relacionados con una creciente inmigración rural, así como, la expansión desordenada de la ciudad, la falta de alcantarillado sanitario, la mala calidad de agua para consumo humano, el uso generalizado de letrinas en mal estado, el deficiente mantenimiento de las zanjias de drenaje (equivalentes a un sistema de alcantarillado a cielo abierto para recolectar y conducir las aguas grises domiciliarias y de lluvia) el deterioro de las viviendas y la falta de un programa de educación ambiental.

Un problema particular lo constituye el Hospital, cuyas aguas servidas, restos orgánicos humanos (que no llegan al receptor, son acopiados en las estructuras preliminares para ser incinerados) y otros desechos propios de todo el hospital son vertidos superficialmente, escurriendo a un cauce natural que drena hacia la playa. Paradójicamente el hospital se ha convertido en un foco peligroso para la

salud de los barrios aledaños y usuarios de la playa, **razón por la cual se realiza dicho estudio.**

II. OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GENERAL

- Evaluar y ampliar la Red de Recolección de aguas residuales en el Hospital Nuevo Amanecer de Puerto Cabezas, R.A.A.N.
- Diseñar el Sistema de Tratamiento para las aguas residuales del Hospital Nuevo Amanecer de Puerto Cabezas, R.A.A.N.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Revisar el estado físico y capacidad hidráulica de las estructuras sanitarias existentes para optimizar su uso y reducir el tamaño de las obras complementarias.
- Calcular las tuberías de recolección de las aguas residuales necesarias hasta el sistema de tratamiento.
- Revisar las características del aguas residuales del sistema realizadas por el MINSA.
- Diseñar las obras hidráulicas complementarias y el sistema de tratamiento de las Aguas residuales del Hospital.
- Realizar el estimado de costos de las obras propuestas del sistema en general.

III. ASPECTOS GENERALES

3.1 MACRO LOCALIZACIÓN Y MICRO LOCALIZACIÓN.

El municipio de Puerto Cabezas esta ubicado en la Región Autónoma del Atlántico Norte (RAAN) y su cabecera es la ciudad de Puerto Cabezas. Esta situado a 536 kilómetros de Managua entre los 14°01' de latitud norte y los 83°23' de longitud Oeste. Posee una superficie de 5984.81 Km.² (INETER) y una altitud media de 10 msnm (INETER), con alturas de hasta 30 msnm en las zonas de mayor elevación. (ver Figura 1 y 3.)

El Hospital Nuevo Amanecer de Puerto Cabezas posee como coordenadas: Latitud Norte 14°02'13.06", Longitud Oeste 83°23'37.32" a 190 pies sobre el nivel del mar en un sector localizado al noroeste de la ciudad en el barrio Nueva Jerusalén. Gran parte de los terrenos del Hospital sufren inundaciones en épocas lluviosas, debidas al desborde del río Long Greek que pasa cerca del Hospital (ver Figura 2 y 4.).

El predio que ocupa el Hospital posee una extensión de 40.23 Ha y los edificios cuentan con un área techada de aproximadamente 2900 metros cuadrados. El Hospital cuenta con 88 camas y en él laboran 261 empleados de los cuales 40 empleados trabajan en el área administrativa financiera y 221 empleados constituyen el personal de servicios hospitalarios en general.

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS
RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

MACRO LOCALIZACION (Figura 3).



MICRO LOCALIZACION (Figura 4).

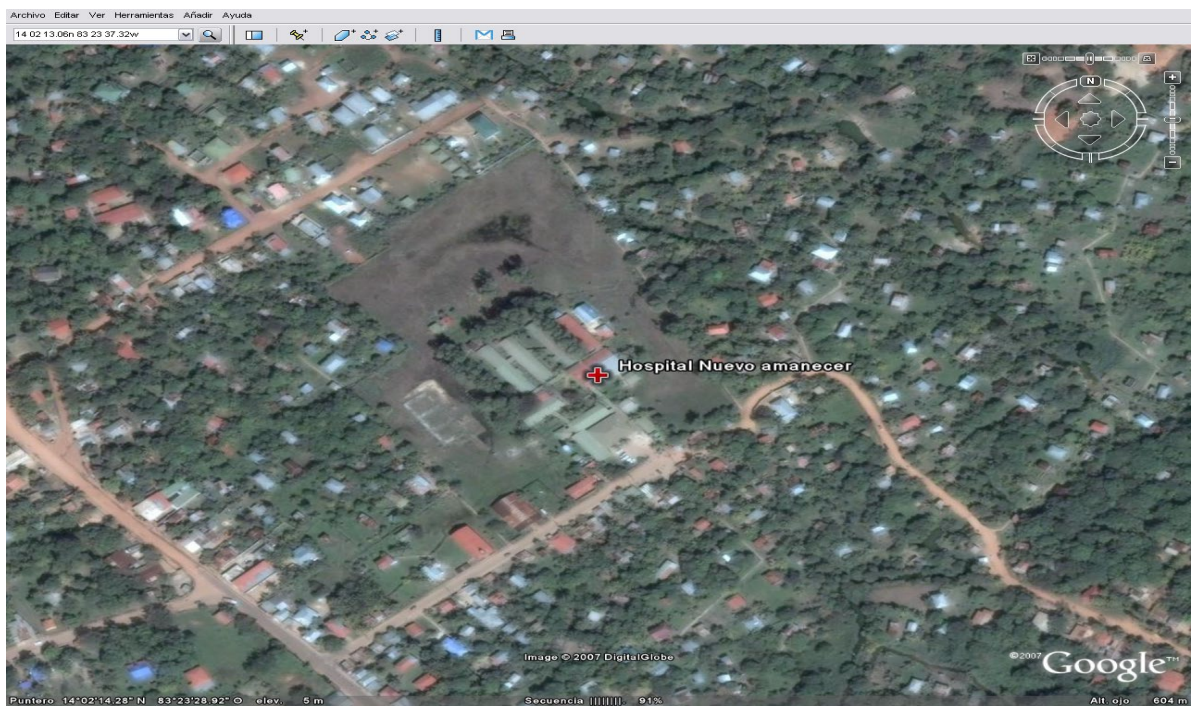


ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE PUERTO CABEZAS, R.A.A.N

MACRO LOCALIZACION (Figura 3).



MICRO LOCALIZACION (Figura 4).



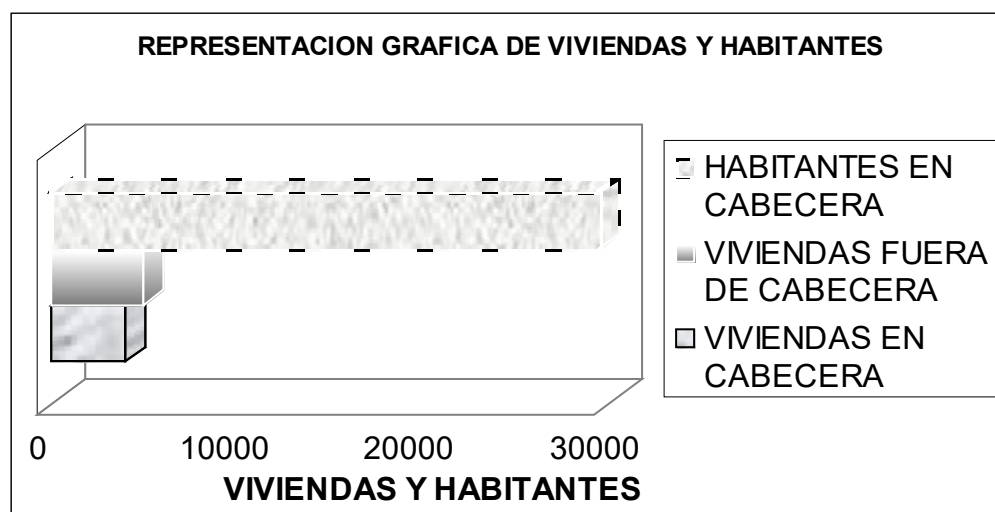
3.2 CLIMA DEL MUNICIPIO

El clima es de tipo monzónico de selva (tropical húmedo), con variaciones según la altitud. La temperatura varía de 23.98°C a 29.8°C, con un promedio de 26.9°C, los meses calientes son Marzo a Mayo, Abril es el más caliente, con una temperatura promedio de 34°C. (Cortesía INETER)

La mayor parte de los suelos del municipio son profundos, de textura moderadamente fina y buen drenaje, son suelos muy ácidos con un contenido alto de aluminio (50%) y pocos nutrientes, contienen generalmente gran cantidad de piedras y gravas silíceas. (Fuente MINSA)

3.3 POBLACIÓN Y VIVIENDA

La población al año 2006 del municipio de Puerto Cabezas era de 51024 habitantes de los cuales 29532 habitan en la ciudad de Puerto Cabezas, que crece a una tasa del 5.18 % anual. El total de viviendas del municipio de Puerto Cabezas asciende a 8944 de los cuales 3972 se ubican en la ciudad cabecera.



3.4 VIALIDAD Y TRANSPORTE.

El municipio tiene acceso por la vía terrestre, acuática y aérea. Por vía acuática se tiene acceso desde Managua a través de la ruta ciudad Rama-Bluefields-Puerto Cabezas, una carretera une Managua con Puerto Cabezas la misma pasa por los municipios de Siuna , Rosita y en invierno se torna intransitable. El 85% de las calles de la ciudad están revestidas de tierra, arena y piedra fina, el 15% restante están adoquinados.

El transporte de cargas y pasajeros se realiza por las vías terrestre, aérea y acuática. Desde la ciudad salen buses hacia las diferentes comunidades y cuenta con servicio de taxi. La ciudad recibe el servicio de dos líneas aéreas privadas y el transporte acuático se aprovecha para el envío de carga o desde el pacifico por la ruta de Puerto Cabezas-Bluefields -El Rama-Managua.

3.5 ENERGIA ELECTRICA Y TELECOMUNICACIONES.

La empresa de electricidad de Puerto Cabezas provee energía eléctrica a 3600 usuarios de la ciudad y sus inmediaciones (información cortesía de Unión Fenosa). Funciona en régimen de sistema aislado, pues no hay interconexión con el sistema nacional. La Empresa Nicaragüense de Telefonía (ENITEL) atiende a 470 abonados, por medio de una planta con capacidad para 500 abonados. En la actualidad ya existe torre celular MOVISTAR.

3.6 SALUD Y EDUCACIÓN

En el municipio existen: 1 Hospital con 80 camas censables y 8 no censables, 1 policlínico, 1 centro de salud sin camas, 32 puestos de salud, 6 clínicas privadas, 3 clínicas de medicina tradicional, 10 curanderos reconocidos, 8 farmacias privadas y 17 puesto de ventas de medicamentos. El personal medico

y de enfermería con que cuenta el Sistema Nacional de Salud del Municipio es de 270 empleados.

En el Municipio existen 128 Centros Educativos distribuidos así: 68 escuelas primarias, 17 Institutos de secundaria, 38 pre-escolares, 2 centros de educación especial, 1 centro para Docencia, 1 centro para Educación a distancia y 1 centro para Educación acelerada. El personal con que cuenta el Sistema Educativo del municipio es de 659 empleados.

3.7 RECOLECCIÓN DE DESECHOS SÓLIDOS.

El servicio lo presta la Alcaldía y da cobertura diaria a los mercados y cada 2 días al centro de la ciudad, falta un Plan de Manejo, Recolección y Tratamiento de los desechos sólidos. La periferia se cubre solo en jornadas especiales. Hay un vertedero a cielo abierto sin tratamiento en un terreno ubicado al Noroeste de la ciudad (Km. 7 de la ruta a Waspam). La ciudad y la zona costera (unos 3 Km.) están llenas de basureros ilegales.

3.8 ECONOMÍA MUNICIPAL

De acuerdo con estudios INIFOM-FNUAP-Alcaldía, por cada 100 personas solo 33 forman parte de la población económicamente activa. El 59.7% de los pobladores viven en condiciones de pobreza extrema, un 25.5% lo hacen en condiciones de pobreza y solo el 14.8% esta formado por los no pobres. El Municipio esta clasificado en el estrato de pobreza extrema. Las principales actividades económicas son las siguientes:

- Producción Agrícola para autoconsumo y venta en el mercado local de: Maíz, Frijol , Arroz, Piña, Yuca, Quequisque, Plátano, Banano, Hortalizas y Caña.

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS
RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

- Explotación de madera para el mercado nacional y externo, extracción para leña y construcción por los pobladores.
- Explotación de la fauna marina para el mercado nacional y externo así como pesca artesanal por los pobladores destinada a distribuidoras locales y al autoconsumo.

IV. MARCO TEORICO

4.1 AGUAS NEGRAS O SERVIDAS

Son aquellas procedentes de actividades domesticas, comerciales, industriales y agropecuarias que presenten características físicas, químicas o biológicas que causen daño a la calidad del agua, suelo, biota y a la salud humana.

Estas contienen desperdicios, materiales en suspensión o solución de origen humano, animal, vegetal o químicos, provenientes de las descargas de residencias, edificios comerciales, institucionales, industriales o empresa de cualquier índole.

4.2 CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES

Las características del agua residual se pueden cuantificar la calidad de las aguas residuales y estas son:

4.2.1 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS.

- **Sólidos Totales**

Es el conjunto de sustancias sólidas en el agua residual y se le denomina sólidos totales, estos se encuentran en suspensión, en estado coloidal y disuelto. Se determinan en el laboratorio, evaporando y secando una muestra a una temperatura de 103 a 105 grados centígrados. Estos se dividen en:

a) Los sólidos sedimentables

Son una medida aproximada de la cantidad de lodo que se eliminará mediante sedimentación.

b) La fracción de sólidos volátiles

Cuantifican la cantidad de materia orgánica presente en el agua resultando por lo tanto, una de las determinaciones de mayor importancia junto con la demanda bioquímica de oxígeno (600 grados centígrados). La fracción orgánica se eliminará como gas quedando la fracción inorgánica como ceniza.

c) Sólidos Fijos

Cuantifican la materia inorgánica presente en el agua con objeto de análisis. Son compuestos de origen natural aunque pueden ser también sintéticos, resultado de la combinación de productos químicos mediante algunos procesos.

d) Sólidos Disueltos o Sólidos Filtrables.

Se componen de sólidos coloidales y disueltos. La fracción **coloidal** son partículas de 10^{-3} y 1μ los sólidos **disueltos** se componen de moléculas orgánicas , inorgánicas e iones que se encuentran presente en disolución verdadera en el agua. La fracción coloidal no puede eliminarse por sedimentación, por lo general se requiere de coagulación u oxidación biológica, seguida de sedimentación.

- **Temperatura**

El agua residual generalmente es más alta que la del suministro, debido a la adición de aguas calientes, procedentes de las casas y de las industrias.

Este es un parámetro muy importante por su efecto en la vida acuática, en las reacciones químicas y velocidad de reacción y en la aplicabilidad del agua a usos útiles. Temperaturas altas pueden producir un cambio en las especies piscícolas en el agua.

- **Color**

El color del agua residual depende de su composición, concentración y edad del agua. El agua residual reciente suele ser gris, sin embargo los compuestos orgánicos son

descompuestos por las bacterias, el oxígeno disuelto en el agua residual se reduce a cero y el color cambia a negro. Esta condición se dice que el agua residual es séptica. Algunas industrias añaden color al agua residual doméstica.

- **Olores**

Los olores son debidos a los gases producidos por la descomposición de la materia orgánica. El agua residual reciente tiene un olor peculiar algo desagradable, pero más tolerable que el agua residual séptica.

El olor característica del Agua residual séptica es el sulfato de hidrógeno producidos por microorganismos anaeróbicos que reducen a los sulfatos a sulfitos.

Las aguas residuales industriales contienen a veces compuestos con olores.

4.2.2 CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS.

Esta sección se divide en cuatro categorías generales que tratan de:

- a) materia orgánica.
- b) medida del contenido orgánico.

- c) materia inorgánica.
- d) gases.

- **Materia Orgánica.**

La materia orgánica procede de todo los alimentos de origen animal, vegetal y de las actividades humanas relacionadas con la síntesis de los compuestos orgánicos.

Los compuestos orgánicos están formados generalmente por una combinación de carbono, hidrógeno, oxígeno y nitrógeno en algunos casos.

Otros elementos importantes tales como azufre, fósforo y hierro pueden encontrarse presentes.

Los principales grupos de sustancias orgánicas halladas en el agua residual son:

Proteínas, carbohidratos, grasas y aceites.

En pequeñas cantidades, agentes tensoactivos, fenoles y pesticidas (agricultura).

- **Proteínas**

Constituyen del 40 al 60 % de la materia orgánica proporcionando la mayor parte de nutrientes utilizados por las bacterias. Todas las proteínas contienen carbono que es común a todas las sustancias orgánicas, así como oxígeno e hidrógeno, además algo de nitrógeno y en algunas casos azufre, fósforo y hierro.

- **Carbohidratos**

Están constituidos por sustancias fibra de madera. Los azúcares son solubles en aguas, los almidones son insolubles, pero se transforma en azúcares por la

actividad microbiana fácilmente degradables tales como almidones, azúcares, celulosa y dan lugar a la fermentación.

- **Grasas y Aceites**

Son los compuestos orgánicos más estables y no se descomponen fácilmente por las bacterias.

- **Agentes tensoactivos**

Ligeramente solubles en agua causan espumas en las Plantas de tratamientos así como en las aguas a las que se vierten efluentes de agua residuales (detergentes).

- **Fenoles**

Generalmente aparecen en las aguas residuales que contienen desechos industriales, pueden ser biológicamente oxidados en concentraciones hasta 500 mg/l. causan problemas de sabor y olor en el agua.

- **Pesticidas y Productos químicos**

Se encuentra a nivel de trazas tales como pesticidas, herbicidas y otros productos químicos usados en la agricultura, son tóxicos y peligrosos contaminantes de las aguas superficiales. Las concentraciones de estos productos pueden dar la muerte de peces.

- **Medida del Contenido Orgánico.**

Los métodos de laboratorio más usados para medir la cantidad de materia orgánica de las aguas residuales son:

Demanda bioquímica de oxígeno (DBO)

Demanda química de oxígeno (DQO)

Carbono orgánico total (COT)

Otro ensayo más reciente es la Demanda total de oxígeno (DTO), Nitrógeno total (NT).

- **DBO**

Es el parámetro de polución orgánica más utilizado. Valora la cantidad de oxígeno utilizado por las bacterias (microorganismos) necesario para provocar la oxidación biológica de la materia orgánica carbonácea en la muestra a una temperatura de 20 grados centígrados, durante un determinado tiempo que usualmente se fija en 5 días en incubadora (oxidación de un 60-70 %).

La medida de la DBO es importante en el tratamiento de las Aguas residuales, se utiliza para determinar la cantidad aproximada de oxígeno que requerirá para estabilizar biológicamente la materia orgánica.

Los datos de la DBO (carga orgánica) se utilizan para dimensionar las instalaciones de tratamiento y medir el rendimiento de algunos de estos procesos.

- **DQO**

Es la medida de capacidad de consumo de oxígeno por la materia orgánica presente en el agua o agua residual se expresa como la cantidad de oxígeno consumido por la oxidación química.

- **COT**

Mide también la materia orgánica presente a agua (carbono orgánico total). Valora el carbono orgánico presente.

- **DNO**

La Demanda de Nitrógeno, valora el oxígeno necesario para oxidar todos los nitrógenos presentes en la muestra.

- **Materia Inorgánica**

- a) pH.
- b) Cloruro: las heces humanas contienen 10 gr de Cl/por día.
- c) Alcalinidad :presencia de hidróxidos, carbonatos y bicarbonatos (calcio, sodio, potasio, amoníaco).
- d) Nitrógeno y Fósforo: esenciales para el crecimiento de protistas y plantas y como tales son conocidas como nutrientes.

- ✓ **pH (potencial Hidrogeno)**

Las concentraciones de Ion de Hidrogeno sirven para determinar el grado de acidez y/o alcalinidad de un agua. Dícese a Aguas Alcalinas cuando $PH > 7$ en caso contrario se llama Aguas Ácidas. El PH es la capacidad que posee un agua para neutralizar ácido.

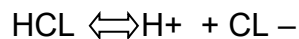
En general, la alcalinidad en el agua esta causada por bicarbonatos de calcio y magnesio o por carbonatos o hidróxidos de sodio, potasio, calcio y magnesio. La alcalinidad debida a los bicarbonatos es alcalinidad de bicarbonatos; la debida a los carbonatos es alcalinidad de carbonatos y la debida a los hidróxidos es alcalinidad de hidróxidos o cáustica. Algunos pero no todos de los compuestos que producen alcalinidad también causan dureza. La acidez es provocada por ácidos minerales, bióxido de carbono libre y sulfatos de hierro y aluminio.

Cuando un acido o álcali se disuelven en agua, las moléculas del acido o álcali se disocian formando iones que son átomos o grupos de átomos que contienen cargas eléctricas ya sea positiva o negativas. No importa cual sea el numero de iones cargados positivamente, o el numero que están cargados negativamente, el producto de los dos números de iones permanece constante. En agua pura, la disociación puede indicarse por la ecuación:



En otras palabras, el agua se disocia formando iones de hidrogeno cargados positivamente e iones oxidrilo cargados negativamente.

Si se agrega acido al agua el numero de iones de hidrogeno aumentara debido al hidrogeno de acido. Por ejemplo, si se disuelve acido clorhídrico en agua, la ecuación de disociación queda:



Luego la concentración de los iones de hidrogeno excederá a los iones oxidrilos. También, si se disuelve un álcali en agua pura, la concentración de los iones oxidrilo aumentara, por lo tanto si se agrega hidróxido de sodio al agua, la ecuación de disociación quedara:



En cualquier caso siempre están presentes algunos iones de hidrogeno e iones de oxidrilo. Como el producto de los dos siempre permanece constante, un cambio en alguno causara un cambio proporcional en el otro. En consecuencia, una medida de la concentración de iones de hidrogeno es también una medida de la concentración de iones oxidrilo.

Para todos los fines prácticos, el producto de las concentraciones de los iones oxidrilo y de hidrogeno en el agua es equivalente a 10^{-14} , en el caso de agua pura, las concentraciones de iones de hidrogeno y oxidrilo son iguales y cada una es equivalente a 10^{-7} . Si el valor numérico del exponente negativo de la concentración de iones de hidrogeno es mayor que 7 el agua es **alcalina**, si el valor del exponente negativo es menor que 7 el agua es **ácida**.

Es costumbre utilizar el logaritmo del recíproco de la concentración en vez de emplear exponentes negativos. Este logaritmo es un valor positivo entre 0 y 14 y se conoce como valor del pH. La escala completa del pH varía entre 0 y 14. Un valor del pH entre 0 y 7 indica acidez, siendo el grado de acidez menor para un valor elevado de pH que para un valor reducido. Un pH entre 7 y 14 indica alcalinidad, la que aumenta con el valor del pH. Ordinariamente, los valores del pH se expresan con solo una cifra decimal.

- **Gases**

Nitrógeno, oxígeno, anhídridos carbónicos (CO_2), sulfuro de hidrógeno (SH), amoníaco (NH_3), metano (CH_4) proceden de la descomposición de la materia orgánica.

El Oxígeno disuelto es necesario para la respiración de los microorganismos, aerobios así como otras formas de vida aerobia.

4.2.3 CARACTERÍSTICAS MICROBIOLÓGICAS.

Se reconoce que el agua es uno de los principales vehículos transportadores de microorganismos causante de enfermedades provenientes del aparato digestivo del hombre y de otros animales. Los coliformes fecales son un grupo de grandes microorganismos habitantes usuales en los intestinos de los animales superiores. Estos microorganismos son de fácil identificación comparados con los microorganismos patógenos, que normalmente se encuentran en mucho menor número y cuya identificación es laboriosa. La presencia de coliformes en una muestra no siempre indica que el agua está contaminada con microorganismos patógenos, sino que, en términos estadísticos, su concertación puede y debe de servir como parámetro para alertar sobre la existencia de contaminación fecal y de microorganismos patógenos.

Los microorganismos patógenos están relacionados con enfermedades específicas de transmisión hídrica: La fiebre tifoidea, las fiebres paratifoideas, la disenteria bacteriana y el cólera son causadas por bacterias, la amebiasis o disenteria amebiana por protozoarios, la esquistosomosis por (helmintos) y larvas, en tanto que ciertos virus originan la hepatitis infecciosa y la poliomielitis.

Diversos estudios han determinado la importancia de la infección nosocomial en la diarrea por astrovirus. Así se ha detectado en 4,5-16% de las gastroenteritis agudas infantiles hospitalarias, constituyendo el tercer agente en frecuencia después de los rotavirus y los calicivirus. En el ámbito hospitalario, entre el 25% y 50% del total de diarreas infantiles por astrovirus son de origen nosocomial. No se han detectado diferencias clínicas significativas entre los pacientes con gastroenteritis adquirida en la comunidad y los casos de origen.

✓ **Coliforme Total**

Bacilo Gramnegativo esporulado que puede desarrollarse en presencia de sales biliares u otros agentes tensoactivos con similares propiedades de inhibición de crecimiento, no tienen citocromo oxidasa y fermentan la lactosa con producción de ácido, gas y aldehído a 35 o 37°C en un periodo de 24 a 48 horas.

✓ **Coliforme Fecal**

Los microorganismos que tienen las mismas propiedades de los coliformes totales a una temperatura de 44 o 45°C. También se les denomina coliformes termoresistentes o termotolerantes.

✓ **Escherichia Coli (E. coli):**

Son las bacterias coliformes fecales que fermentan la lactosa y otros sustratos adecuado como el manitol a 44 o 45°C con producción de gas y que también producen indol a partir del triptofano. La confirmación de que en verdad se trata de E. Coli se logra mediante el resultado positivo en la prueba con el indicador rojo de metilo, la comprobación de la ausencia de síntesis de acetilmetilcarbino y de que no se utiliza el citrato como única fuente de carbón. La E. Coli es el indicador mas preciso de contaminación fecal.

4.3 COMPOSICIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES GENERADAS EN HOSPITALES.

Los centros de atención en salud, especialmente los hospitales, constituyen importantes puntos de origen de descargas de antibióticos hacia el ambiente, produciendo un fuerte impacto en la composición física, química y biológica de los cuerpos receptores.

Con el fin de evaluar el impacto de un efluente hospitalario sobre los patrones de resistencia a antibióticos de poblaciones bacterianas presentes en agua fresca se recolectaron muestra de agua a partir de una quebrada aledaña a un hospital Clase A en San Jose, Costa Rica, antes del efluente y después de este. Se aislaron 120 muestras de **Escherichia Coli** y 75 de **Aeromonas sp.**, a las cuales se les evaluó su patrón de susceptibilidad a antibióticos.

Los resultados indican que la mas alta prevalencia de resistencia en **E. Coli** se obtuvo para dos antibióticos relacionados, ampicilina y amoxicilina con un porcentaje de 57 y 45 respectivamente. Asimismo, es significativo el nivel de resistencia encontrado para tetraciclina. Con respecto a los aislamientos de **Aeromonas sp.** Los mayores porcentajes se obtuvieron para esos mismos

antibióticos, muy probablemente debido a una resistencia intrínseca de estas bacterias hacia estos b-lactámicos.

El efluente hospitalario muestra un importante efecto sobre la presencia de cepas resistentes, aun cuando no es la única fuente de esta, ya que los patrones de resistencia del cuerpo de agua antes de recibir la descarga hospitalaria muestran ya altos niveles de multiresistencia.

Rigurosos estudios demuestran que el astrovirus (presente en muy a menudo en aguas hospitalarias) una enfermedad atribuida principalmente en la instauración aguda de diarrea, malestar cefalea, náuseas, vómitos e hipertermia leve. El cuadro clínico típico es autolimitado con una duración de 1-5 días. Los episodios pueden ser esporádicos o presentarse en forma de brotes. Se han descrito casos de diarrea prolongada asociada a eliminación fecal del virus.

Las Aguas Residuales en general están constituidas por el 99.9 % de agua y el 0.1 % de sólidos. En esta composición de sólidos intervienen:

- Materia orgánica: proteínas, nutrientes, carbohidratos y lípidos
- Sustancia químicas: carbohidratos, grasas, aceites, agentes tensoactivos, fenoles, pesticidas y productos químicos

4.4 RED DE RECOLECCIÓN DE AGUAS RESIDUALES

Las aguas negras o aguas residuales se colectan de infraestructuras pequeñas (casas, empresas, hospitales, industrias, etc.) por medio de tubos llamados alcantarillas. Una *Alcantarilla de descarga* puede transportar las aguas negras al punto de tratamiento. A intervalos frecuentes se instalan pozos de visita a bien cajas de registro en cada tubo para permitir el acceso para limpieza e inspección entre otros.

El flujo drena por gravedad en tanto sea posible y las alcantarillas deben tenderse con una pendiente que permita una velocidad de flujo razonable (entre 0.6 y 2 m/s según reglamento nacional).

Como resultado de obtener un flujo por gravedad lo que es deseado por razones económicas, la planta de tratamiento de aguas negras usualmente debe estar localizada en un área baja.

4.4.1 TIPO DE REDES DE ALCANTARILLADO

Las dos grandes ramas de redes se reducen en dos:

- **Redes para coleccionar aguas negras y grises.**

Son los sistemas diseñados para coleccionar las aguas residuales provenientes de las casas, industrias, empresas, etc., y por ser su gasto pequeño relativamente ocupan tubos de pequeños diámetros.

- **Redes de drenaje del agua pluvial**

La función de un sistema de drenaje para el agua de lluvia es la remoción de esta de las calles y otras áreas para prevenir daños a la propiedad, interrupción del tráfico y la inundación de sótanos y subterráneos. Se necesitan alcantarillas de gran capacidad para evacuar el agua obtenida de las precipitaciones severas que ocurren frecuentemente. En algunas poblaciones viejas (que todavía se practica) los sistemas de alcantarillados están proyectados para transportar en la misma tubería tanto las aguas negras como el agua de lluvia. Como resultado de esto, los tubos son mucho más grandes de lo necesario para transportar aguas negras solamente. Estos sistemas, en la actualidad nunca se construyen o casi nunca, siendo más económico proporcionar sistemas separados, especialmente cuando se deben de tratar las aguas negras, como es la costumbre.

4.4.2 Hidráulica de las alcantarillas

En el abastecimiento de agua usualmente se transporta en un conducto de gravedad. Las aguas negras, por otro lado, se transportan normalmente en tubos a medio llenar; solo ocasionalmente las tuberías transportan a las aguas negras bajo presión.

Los mismos principios y formulas hidráulicas se aplican al agua y a las aguas negras aunque tengan diferentes características esto no afecta sus cualidades hidráulicas.

Raras veces las alcantarillas trabajan a tubo lleno y para cualquier alcantarilla circular el área recta del flujo, la velocidad de flujo y la descarga varían con la altura de las aguas negra en la tubería

4.4.3 Cobertura de las alcantarillas.

La cobertura de una alcantarilla esta en función de la cantidad de servicios sanitarios u otros sitios el cual produzcan aguas negras o grises. Esta cobertura muchas veces esta dentro de la infraestructura debido a que no existe otra forma de coleccionar aguas que estén alejadas de la red principal. En principio es mejor coleccionar aguas pluviales o negras (si es posible) en tramos hasta caer a un solo segmento.

4.4.4 Boca de Limpieza

Pieza o accesorio que forma parte de las tuberías de desagüe, destinada a permitir la inspección y limpieza de dichas tuberías.

4.4.5 Caja de registro:

Caja destinada a permitir la inspección y desobstrucción de las tuberías de desagüe y en la cual se pueden efectuar cambios de dirección, pendiente, diámetro y material de las tuberías.

4.5 EQUIPOS DE BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES.

Antes de darle algún tratamiento a las aguas negras, estas contienen trapos, varas y mucho otro material que tiende dificultar el bombeo. Por lo tanto, se debe colocar una reja para realizar un bombeo de aguas negras sin obstrucciones. Como una precaución mas el interior de la bomba debe ser fácilmente accesible para su limpieza o remoción de obstrucciones. Por otra parte ya que la carga es generalmente es pequeña, la eficiencia es de menor importancia para la mayoría de las instalaciones.

Una estación de bombeo para aguas negras consiste generalmente en un pozo sumidero en donde se captan las aguas negras, dos o mas bombas de aguas negras y un mecanismo de control apropiado para arrancar y parar las bombas de acuerdo como se llena el pozo y después de arrancarlas de acuerdo con la extracción de aguas negras. Si no es posible proporcionar dos fuentes de potencia o potencia de reserva en una estación, esta deberá ser protegida contra daños debidos a un sobreflujo mediante un desagüe apropiado de las aguas negras.

4.5.1 Gasto.

Caudal que será trasegado por dicha bomba, conocido también como capacidad de bomba.

4.5.2 Bombas Centrífugas.

También se denominan Bombas ROTADINAMICAS porque su movimiento es siempre rotativo. Elemento transmisor de energía llamado Rodete, transmite la energía mecánica suministrada por un motor al fluido en forma de energía cinética. Sus formulas:

- Diámetro de descarga de una bomba

$D = 1,3 \cdot (Q^{0,5}) \cdot (X^{0,25})$ Ecuación de Bresse para flujo discontinuo.

Diámetro de impulsor = $(60/\eta) \cdot (g \cdot CTD/Ch)^{(1/2)}$

Donde:

CTD: Carga Total Dinamica

g: gravedad

X= Numero de horas de trabajo de bomba

D: Velocidad Comercial RPM

Ch: capacidad de carga

D: Velocidad Comercial RPM

4.5.3 Carga Total Dinámica (CTD).

Es la altura total contra la cual debe trabajar la bomba teniendo en cuenta los siguientes factores:

$$\text{Sumergencia} = 2,5 \cdot \text{Diametro de succión} + 0,1$$

Longitud total de succión= Altura de Succión + Perdidas Locales+Sumergencia

$$\text{Perdidas de succión} = 10,67 \cdot ((Q/C)^{1,852}) \cdot (\text{Lon.total succión}) / ((\text{diam Succión})^{4,87})$$

Elevación estática de Succión = Elevación eje bomba - Elevación del liquido

Elevación estática de descarga = Elevación de descarga - elevación de succión por bomba

Carga Total Dinámica = $H_f \text{ Succ} + H_f \text{ Desc} + \text{Elev. Est. Suc} + \text{Elev. Est. Desc.}$

- **Elevación Estática de Succión**

Es la distancia existente entre el nivel del agua en el pozo y el eje de la bomba. Se le suele llamar succión negativa si el nivel del agua se encuentra por debajo del eje de la bomba (caso más común en acueductos) o succión positiva si el nivel del agua se encuentra por encima del eje de la bomba (caso más común en Alcantarillado). Específicamente en el Hospital se tendrá una succión positiva.

- **Altura Estática de Impulsión**

Es la diferencia entre el nivel de descarga de la bomba y el eje de rotor.

- **Altura Estática Total.**

Es la diferencia entre los niveles de agua en el pozo húmedo y la descarga, es decir, la suma de las alturas estáticas de succión e impulsión.

- **Altura de Fricción:**

Es la altura adicional que debe ser suministrada para vencer las pérdidas por fricción en las tuberías de impulsión y de succión. Pueden ser calculadas mediante la ecuación de Darcy-Weisbach o Hazen Williams.

- **Altura de Pérdidas Menores**

Es la altura de agua adicional para vencer las pérdidas debidas a los accesorios tales como codos, Válvulas y otros. Pueden ser calculadas como una longitud equivalente de tubería.

4.5.4 Potencia de una bomba

Es la energía que transfiere la bomba al líquido para alcanzar la carga correspondiente expresada en HP (HorsePower). Su ecuación

$$\text{Potencia} = \delta \cdot Q \cdot \text{CTD} / 76 \cdot \text{eficiencia}$$

$$\delta \text{ Agua: } 1000 \text{ Kg/m}^3$$

CTD: Carga Total Dinámica

$$\eta = \frac{(N_s \cdot \text{CTD}^{3/4})}{(Q^{0.5})}$$

4.5.5 Eficiencia de una Bomba

Esta se refiere al efecto de lograr trasegar cualquier líquido en óptimas condiciones de operación al gasto y carga correspondiente, además representa la fracción de la potencia de accionamiento que se transforma en potencia hidráulica.

4.5.6 Número Específico

Es el mejor que identifica a la bomba a partir de sus condiciones de operación y que en la etapa de investigación es útil para optimizar los ensayos.(dado en tabla)

4.5.7 Velocidad de Giro

Expresada en RPM en función del número específico, gasto y carga. Esta es un dato el cual proporciona el fabricante de dicha bomba. Su ecuación

CTD: Carga Total Dinámica

Q: Caudal

Ns: numero específico dado en tabla.

4.5.8 Cavitación

El fenómeno de Cavitación se presenta cuando la presión de succión esta cercana a la presión de vapor del fluido. En este caso se crean burbujas de aire que al entrar en zonas de mayor presión se rompen de manera abrupta. Este continuo rompimiento de las burbujas es causa de daños en el eje del rotor por lo que se debe evitar este fenómeno.

Existe un parámetro de control de la cavitación llamado Altura Neta de Succión Positiva Requerida (NSPHr) y disponible (NSPHd).

- **NSPHr:**

Es función del diseño de la bomba y por lo tanto suministrado por el fabricante. Representa la mínima diferencia requerida entre la presión de succión y la presión de vapor a una capacidad dada, sin que se corran riesgos de cavitación.

- **NSPHd:**

Es función del diseño de bombeo y representa la diferencia entre la altura absoluta y la presión de vapor del líquido. Se representa por la ecuación:

$$Patm/\delta - (EES + P_{vapor} + Perd.succion)$$

- **Altura Barométrica ($Patm/\delta$):**

A nivel del mar, la altura máxima de succión es de 760 mm. Hg equivalente a 10.33 metros de columna de agua. Este valor debe ser corregido teniendo en cuenta la elevación sobre el nivel del mar a razón de 1.2 por cada 1000 metros de nivel. Su ecuación:

$$Altura\ Barométrica\ (Patm / \delta) = 10,33 - (1,2 * Altura\ snm/1000)$$

- **Presión de Vapor (P_{vapor}):**

Este valor esta dado en tablas de acuerdo a diferentes temperaturas del agua.

- **Pérdidas Locales:**

Esta dado en tablas para los diferentes accesorios que se pueden ocupar en la conducción de un liquido. Ver anexos número 3

- **Reducción Excéntrica:**

En el caso de que el diámetro de la tubería de succión sea mayor que el diámetro de entrada de la bomba se debe colocar una reducción excéntrica con el fin de evitar la acumulación de aire que ocurriría en la parte superior de la reducción concéntrica. Esta es igual a 6 veces el diámetro de succión.

$$R.E = 6 * \text{diámetro de succión}$$

- **Capacidad de Carga (Ch):**

Es un parámetro adimensional el cual esta basado bajos experimentos de los diferentes investigadores el cual esta sujeto al Numero Especifico.

4.6 RED INTRADOMICILIAR

A como el nombre lo dice refiere a todas las combinaciones de tuberías al cual conectan a las colectoras para finalmente descargarlas al sistema de tratamiento, el análisis de la red intradomiciliar difiere en todos los parámetros al análisis de un acueducto, dado que no requiere trabajar a presión, los métodos mas conocidos para determinar un aproximado del gasto que originan los diferentes artefactos sanitarios entre otros están regidos por métodos de fácil análisis, todos se apoyan a bases de tablas o graficas, los métodos mas conocidos son, HUNTER y BUILDING CODE.

4.6.1 Gasto teórico

El gasto teórico no es más que la suma de los gastos de los artefactos sanitarios alimentados por el sector de la red que esta siendo considerado.

4.6.2 Gasto de diseño

Este gasto que es el usado para la determinación diámetros de la red, es el equivalente al producto del gasto teórico por el Factor de Uso o Coeficiente de Simultaneidad. Su valor por tanto es menos que el anterior (gasto teórico).

4.6.3 Factor de Uso o Coeficiente de Simultaneidad

Tanto en la práctica americana, como en la europea, esta expresado como un porcentaje del gasto teórico que representa el caudal que posiblemente pasara por el sector de la red considerado. Su valor depende exclusivamente del numero de artefactos y del tipo de ellos es decir si los artefactos son del tipo corriente o de fluxómetro. En Francia se usa la formula siguiente para determinar el Factor de Uso:

$$(n-1)^{-1/2}$$

Donde n es el número total de grifos de la instalación. El mínimo Factor recomendado por este país es 0.2.

La práctica Americana usa únicamente una tabla o curva para cualquier sector de la Red tomando en cuenta, si se trata de artefactos corrientes o de fluxómetro (flush valve)

Los dos métodos mas conocidos en la practica americana son el de HUNNTER (Roy B. Hunter, Methods of Estimating Loads in Plumbing Systems, Nacional

Bureau of Standards, Report BMS65-1945) y el método del US Department of Commerce Building Code.

En este estudio se presentara el uso de los dos métodos para ver sus diferencias.

4.6.4 Método de Hunter

Consiste básicamente en determinar el gasto teórico de un ramal o sector en unidades de gasto y por medio de la curva específica (Ver Anexos 2) para el tipo de artefactos sanitarios encontrar el gasto de diseño en galones por minutos.

4.6.5 Método US Department of Commerce, Building Code.

En este método se encuentra el gasto teórico de cada grupo de artefactos y se determina el número de ellos. Con este segundo valor y por medio de la tabla respectiva (ver anexos 2) se encuentra el Factor de Uso que multiplicado por el gasto teórico nos va a dar el gasto de diseño.

4.7 SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUALES.

Sistema de Tratamiento: Es un conjunto de estructuras el cual poseen una variedad de procesos que tienen como fin tener un efluente con la exigencia de calidad bajos normas estándares a seguir respectivamente con el fin de que puedan ser descargados a un cuerpo receptor la cual es parte del medio ambiente en el cual pueden ser vertidos directa o indirectamente cualquier tipos de efluentes tratados o no tratados provenientes de actividades contaminantes o potencialmente contaminante, tales como: cursos de aguas drenajes naturales, lagos, lagunas, ríos, embalses y el oceano.

4.7.1 Preliminar.

4.7.1.1 Rejas.

Una malla de barras, llamadas en algunas ocasiones rejilla esta formada de barras de hierro planas colocadas de canto en el canal de entrada. Las barras están separadas 1 a 1 ½ pulgadas (máximo 5 centímetros) de claro libre. El ancho y largo de una malla debe escogerse de modo tal que el área de las proyecciones verticales de la aberturas disponibles para el flujo de las aguas negras sea cuando menos el doble del área de la alcantarilla. Estas mallas generalmente se colocan con las varillas inclinadas en la dirección del flujo y el ángulo horizontal esta entre 30° y 60° aunque también se utilizan mallas verticales con esto se logra la eliminación de sólidos orgánicos flotantes grandes de las aguas negras.

4.7.1.2 Desarenadores.

El fin de un sumidero es proporcionar una trampa para evitar que se escape el gas de las aguas negras; también, la porción del fondo permite que los sólidos arrastrados durante una tormenta se depositen en la trampa en vez de entrar a la alcantarilla. Con el aumento de sistemas separados para aguas negras y aguas de tormenta, ha pasado gran parte de la necesidad de atrapar el gas de las aguas negras y con las calles pavimentadas utilizadas universalmente el agua de tormenta no arrastra mucho material que sea fácil de depositarse y obstruir la alcantarilla. Una limpieza frecuente de los desarenadores es necesaria para evitar los olores.

4.7.2 Tratamiento Primario.

4.7.2.1 Fosas Sépticas

Si se permite que los lodos obtenidos por sedimentación en un tiempo considerable se desarrollen una descomposición anaeróbica. Como resultado, el efluente sufre una perdida de oxigeno y puede transportar una cantidad moderable de materia en suspensión. El uso de estos tanques llamados sépticos en los que toma lugar el tipo de descomposición mencionado esta restringido en las instalaciones residenciales. Generalmente se tiene un periodo de retención de 12 a 24 horas para el flujo promedio.

Constituidas por dos compartimentos que funcionaran como cámara de digestión de lodos y sedimentador de sólidos en suspensión. Las Fosas rectangulares y estarán localizadas de manera que se posibilite la llegada por gravedad de las aguas servidas. Entre las cámaras se colocara un tabique difusor.

El sistema de Tratamiento Primario consistirá en módulos conectados en paralelo, constituidos por Fosas Sépticas. Se ha ubicado el sistema de tratamiento primario bastante cerca del Taller de Mantenimiento y Bodega.

4.7.3 Tratamiento Secundario.

4.7.3.1 Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente.

Consiste de una cámara que soporta un medio filtrante para la remoción de microorganismos, compuestos de material granular de cantos rodados con diámetros entre 70 y 100 mm. El medio filtrante es soportado por un fondo falso

de concreto prefabricado, que consiste en viguetas V invertidas apoyadas a cada lado del filtro y atravesadas por segmentos de tubos o nicles plásticos de $\frac{1}{4}$ a $\frac{3}{4}$ pulgadas, colocados cada 0.1 a 0.2 metros centro a centro. El espesor de las viguetas depende del claro a cubrir. La parte inferior de la pirámide se cerrara con mortero para que el agua salga por los nicles y se proyecte a través de la grava.

En este tipo de tratamiento (Fosas Sépticas + Filtros Anaeróbicos de Flujo Ascendente (FS+FAFA)) conectados en serie, con lo cual se garantizara un grado de remoción del 75%-90% de SST, y del 75%-95% de la demanda de DBO. Sus formulas de diseño son las siguientes :

4.7.4 Tratamiento Terciario.

4.7.4.1 Biofiltros.

El biofiltro consiste en una pila rectangular con una profundidad máxima de 0.90 m, rellena con grava o piedra volcánica o arena gruesa, y sembrada con plantas acuáticas o de pantano o macrofitas, en el que las aguas pretratadas fluyen horizontalmente a través del lecho filtrante, hasta llegar a la zona de recolección y salida del efluente. Las plantas poseen un sistema de rizomas que permite el paso del aire desde la atmósfera al subsuelo, fijándose alrededor de las raíces una población de bacterias aerobias, responsables de la degradación de la materia orgánica; las bacterias usan la superficie del substrato para formar una película bacteriana, en la que se desarrolla una población de bacterias bastante estable, que no puede ser removida y arrastrada hacia la salida del filtro.

Durante el recorrido dentro del Biofiltro, que normalmente dura varios días, las aguas residuales están en contacto con zonas aeróbicas y anaeróbicas; las zonas aeróbicas se ubican alrededor de las raíces y rizomas de las plantas y

las anaeróbicas en las zonas alejadas de las raíces y rizomas, donde las bacterias anaeróbicas usan las piedras del lecho filtrante, como base para el desarrollo de la película bacteriana. De acuerdo con los resultados de investigaciones experimentales realizadas en Brasil y Nicaragua (Masaya, Proyecto Biomasa-UNI), un sistema de biofiltro puede remover del 80% al 95% de la DBO y la DQO, del 40% al 60% de Nitrógeno, del 30% al 50% de Fósforo, y el 99.88% de coliformes.

Los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial (SSF), poseen una capacidad de remoción del 75-90% de SST, y del 75-95% de la demanda de DBO.

Este componente demanda de cuidados en su operación, ya que se debe mantener un control estricto de las plantas sembradas en el biofiltro, las que deben ser removidas y dispuestas adecuadamente cada 6 a 12 meses, pues los elementos removidos se reintegrarían a las aguas cuando las plantas mueran y se descompongan.

4.7.5 Obras Hidráulicas

4.7.5.1 Estructuras de Entrada y Salida al Sistema de Tratamiento

Se han considerado como estructuras de entrada y salida a los distintos componentes del sistema de tratamiento (Primario, secundario y terciario) para el funcionamiento correcto del mismo, cajas distribuidoras hecha de concreto reforzado con el objetivo de controlar y regular el efluente.

Después de los Filtros Anaeróbicos y antes del Pozo de Succión, existirá una caja hecha de concreto reforzado que servirá para captar el efluente del Tratamiento Primario Secundario (Fosa+Filtros) y, en el caso de fallas de energía o del equipo de bombeo, o por necesidad de realizar alguna actividad

de operación y/o mantenimiento en alguno de los componentes posteriores a la Caja, o por sobrecargas por encima del caudal de diseño de los Biofiltros, derivar hacia el sitio de la disposición final el efluente o el excedente, según el caso, por medio de una tubería de descarga de emergencia conectada a la Línea de Evacuación del Efluente Final.

V. METODOLOGÍA

En este capítulo se describe la situación actual de las instalaciones sanitarias del hospital así como los métodos para el diseño del sistema de recolección y tratamiento de las aguas servidas.

Las actividades realizadas se describen a continuación:

- Se identificaron los trazos actuales de la red de recolección externa.
- Se localizó la Ubicación de las Obras de tratamiento y de la tubería para transportar el efluente hasta el sitio para su disposición final.

Se calcularon los caudales máximos de artefactos con los dos métodos mas conocidos (Hunter y Code Building) para ver las diferencias sin embargo se tomara en cuenta el que dio resultados de caudales mayores para efectos de situaciones críticas.

El sistema de Tratamiento Primario consistirá en módulos conectados en paralelo, constituidos por Fosas Sépticas. Se ha ubicado el sistema de tratamiento primario al este a 32 metros del Taller de Mantenimiento y Bodega

5.1 APORTES DE LAS AGUAS RESIDUALES

La Demanda de Agua Potable del Hospital, se calculó en función del personal que labora, de manera permanente, el número de camas, de pacientes en consulta externa, y la demanda del Área de Lavandería, Cocina y Esterilización; así también se tomó en cuenta las costumbres que los pacientes internos siempre se encuentran acompañados por algunos familiares, los que a su vez también hacen uso de las instalaciones de agua del Hospital. El cuadro 5.1 se describen las dotaciones.

Cuadro 5.1 Determinación de la Demanda de Agua

DESCRIPCION	CANTIDAD	DOTACION	UNIDAD DE MEDIDA	DEMANDA litros/día
1.Total Consumo Humano				40,225.00
--Personal Permanente	261	40	Lppd	10440.00
-- Camas	88	325	Lppd	28,600.00
-- Consulta Externa	79	15	Lppd	1,185.00
2. Lavandería	1	2000	Lpd	2,000.00
3. Cocina	1	500	Lpd	500
4. Limpieza General	1	2900	Lpd	2,900.00
5. Otros	1	500	Lpd	500
TOTAL				46,125.00

Fuente: MINSA

- Gasto Medio Aguas Residuales (Qm)**

El Gasto Medio de Aguas Residuales (Qm) del Hospital se estimó como el 80% del Consumo Promedio Diario de agua. Así:

$$\text{Gasto Promedio Aguas Negras (Qm)} = 80\% \times 46,125 \text{ lpd} = 36,900 \text{ lpd} = 0.427 \text{ lps}$$

- Gasto Mínimo Aguas Residuales (Qmin)**

El Gasto Mínimo de Aguas Residuales (Qmin) que circulara por las tuberías se ha estimado que será:

$$Q_{\min} = 1/3 Q_m = (0.43/3) = \underline{0.14 \text{ lps}}$$

- **Gasto Máximo de Aguas Residuales (Qmax)**

Para estimar el Caudal Máximo Instantáneo circulante en los distintos tramos se contabilizó el número de artefactos que existen o drenan hacia ese tramo, y se aplicó un determinado gasto en “Unidades de Descarga” y un “Factor de Simultaneidad” dados en graficas (ver siguientes paginas Metodo Hunter y Metodo Code Building).

5.2 CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES

Las características de las aguas residuales del Hospital Nuevo Amanecer fueron obtenidas a la información investigada cortesía del MINSA (Edificio Concepción Palacios). Según datos tomados por el MINSA (octubre 2005) se reportan los siguientes parámetros :

PARÁMETROS		VALOR	UNID
Sólidos Suspendidos Totales =	SST	97	mg / l
Sólidos Sedimentables =	SDF	0,2	mg / l / h
Demanda Bioquímica de Oxígeno =	DBO	280	mg / l
Demanda Química de Oxígeno =	DQO	479	mg / l
Ph	Ph	6,85	un
Nitratos =	Cno1	28	mg / l
Nitrógeno Total en forma de N2=	Cnt	40	mg / l
Nitrógeno Orgánico Libre (N - O2) =	N - O2	15	mg / l
Amonio Libre =	NH4	25	mg / l
Nitritos =	NO2	0	mg / l
Fósforo Total =	PT	8	mg / l
Fósforo Orgánico =	P - Org	3	mg / l
Fósforo Inorgánico =	P - Inorg.	3	mg / l
Aceites y Grasas =		12	mg / l
Sulfatos =	SO4	1,7	mg / l

La temperatura del agua en el sitio es de un promedio de 26°C y siendo una temperatura crítica según las muestras observadas de 23°C.

5.3 RED INTRADOMICILIAR

5.3.1 Gasto en la red de recolección

El gasto fue calculado en base al número de artefactos, los últimos datos levantados indican que existen un total de 110 Artefactos que incluyen: 25 Inodoros, 57 Lavamanos y Pantrys, 21 Duchas y 7 Lavanderos. De estos 110 Artefactos solo unos 5 funcionan bien actualmente; el resto requiere de algún tipo de rehabilitación o reemplazo, incluyendo en este último tipo de acción tanto el artefacto en sí, como todos sus accesorios y los sistemas de alimentación de agua potable y drenaje sanitario.

Cuadro Artefactos Sanitarios

Descripción	Cantidad	Unidades de descarga
Inodoro	25	3
Lavamanos	57	2
Duchas	21	2
Lavanderos	7	2

Los caudales máximos obtenidos de los diferentes artefactos sanitarios se calcularon de acuerdo al método Hunter (que le aplica una unidad de gasto adimensional localizada en tablas correspondiente a cada artefacto para luego localizar el gasto aproximado en una gráfica) y el método Code Building (que le aplica un caudal a cada artefacto expresado en galones por minuto y con esto localizar en gráfica el caudal de diseño aproximado, Ver anexo No. 2).

La velocidad mínima para caudal a tubo lleno se consideró de 0.60 m/s y para velocidad máxima de 2 m/s, según el reglamento nacional del Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA).

5.3.2 Trazado de la Red Intradomiciliar

También se trazó una red secundaria el cual recolecta las aguas de los artefactos que por su posición se hace imposible conectarlos directamente a la red principal. Se dejaron bocas de limpieza en algunos puntos cuando se requiera inspección por medio de sondeo. Los caudales de la red existente fueron proporcionados por el MINSA sin embargo se le sumaron caudales donde se instalaran artefactos sanitarios nuevos. (ver anexo No. 3)

5.4 REDES DE RECOLECCIÓN EXTERNAS.

La red de recolección del Hospital Nuevo Amanecer de Puerto Cabezas se diseñó para fácil inspección y no afectar alguna infraestructura del hospital. La tubería a ocupar es de material PVC con una pendiente igual a 1% para acoplarse a la red existente (CR-18 a CR-10, PVC diámetro 150 mm). Ver Anexo 3

Después de realizar el trazo y revisados los niveles de llegada en cada caja, se calculó la capacidad de cada tramo conforme la pendiente, diámetros y tipo de tubería. Para esto se aplicó la fórmula de Manning y de la continuidad:

a) Manning

$$v = \frac{1}{n} * R^{2/3} * S^{1/2}$$

b) Continuidad

$$Q_{II} = V \cdot A$$

Donde:

v: Velocidad de flujo (m/s)

R: Radio hidráulico (A/P; P: perímetro mojado)

S: Pendiente

n: Coeficiente de rugosidad (0.01 para tubos de PVC)

Vd: velocidad de diseño

QII: Caudal a tubo lleno en m³/s

Q: caudal de diseño en m³/s

La capacidad de cada tramo, se comparó con los caudales instantáneos y se comprobó que los tramos tienen capacidad suficiente para conducir el gasto estimado (como se puede apreciar en el cálculo hidráulico en método de Hunter y Code Building) también se muestran los datos físicos de la red de recolección, incluyendo diámetros, longitudes de tramo, Coeficientes de Rugosidad, pendientes, así como los resultados de los cálculos hidráulicos que reflejan el caudal máximo que puede circular y las velocidades logradas bajo estas condiciones (ver pagina 51-55)

La capacidad hidráulica de la red existente y propuesta en el análisis del sistema de tratamiento se revisaron en base a los criterios técnicos del INAA y Normas Brasileñas.

5.4.1 Hidráulica de las Alcantarillas

La Hidráulica de las alcantarillas presentes en el Hospital Nuevo Amanecer de Puerto Cabezas se diseño de tal forma que exista un tirante promedio de 80% del diámetro de la tubería respetando los rangos mínimos y máximos de la

velocidad. Se quiere mencionar también que algunos cálculos están restringidos por la limitación de información dada en tablas. Por Ejemplo para calcular el porcentaje de la relación diámetro / tirante, radio hidráulico y velocidad se tiene en tablas hasta la relación de caudal real / caudal lleno el límite de 96% (ver estudio hidráulico 94% pag 56 metodo HUNTER y pag. 60 metodo CODE BUILDING, adimensional ver tabla en anexos numero 1 relaciones hidráulicas para conductos circulares. por lo que se tuvo que adecuar a otro diámetro de tal forma encontrar una relación que estuviese presente en tabla y así encontrar los factores esto no afecta de ninguna manera la hidráulica de la alcantarilla.

Después de cálculos realizados, la elevación de inicio de la tubería de la red principal se ha fijado en 99.4 siendo esta en la CR-1 que pertenece a la red nueva; en lo que respecta el punto de inicio en la red existente la elevación en CR-18 (como punto de inicio) es 99.35, en los tramos nuevos a construirse se proyecto una pendiente de 1%. El calculo de la capacidad de los distintos tramos y los resultados satisfacen el gasto estimado (ver pag. 55 y 59).

La cobertura se trazó de tal forma que abarcara las partes de Lavandería, Ginecología, cirugía, cuidados intensivos, comedor, laboratorio y emergencia entre otros hasta conectarse finalmente con la red existente que proviene del taller. Logrando así el 100% del Hospital. (ver Anexo No. 3 Levantamiento Plani-Altimétrico del Hospital Nuevo Amanecer)

5.5 ESTACIÓN DE BOMBEO.

En el sistema de tratamiento existirá una bomba que servirá para trasegar el agua residual (ya no presentes sólidos que puedan afectar los alabes de la bomba) porque se requiere pasar desde el pozo de succión hasta la pila reguladora (que esta a 30 pies como carga total dinámica, ver perfil de terreno y plano topográfico en anexo numero 3) de caudales dirigidos hacia los humedales artificiales. Se ha provisto una bomba centrífuga autocebante de

succión simple a consecuencia de poco caudal y se necesita de poca carga es por eso que se utilizara de este tipo ya que cumple con las características que solicita dicha bomba (según fabricante). Esta bomba estará puesta justo después del pozo de succión en el sistema de tratamiento

Esta bomba centrífuga acoplada a motor eléctrico de eje horizontal, que elevara el efluente de los Filtros Anaeróbicos, hacia la Caja de Regulación de Caudales.

Se fijara el tiempo de funcionamiento del equipo de bombeo para que trasiegue los 2,000 litros en 10 minutos, tendremos que se requiere un equipo de bombeo con capacidad de apenas 3.3 litros por segundo (unos 53 galones por minuto).

Este equipo deberá ser instalado con controles automáticos de arranque y parada de acuerdo al nivel del agua en el pozo de succión y también deberá tener protección contra bombeo en seco además de ser autocebante. La selección de esta estará apoyada bajo los diferentes parámetros que la identifican como: velocidad de giro, CTD, etc... de la línea G&L PUMPS auxiliándose también de las curvas características de dicha bombas. (ver diseño en paginas siguiente).

5.6 TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES.

5.6.1 ubicación.

Para la ubicación del sistema de Tratamiento en el sector del terreno del Hospital se valoraron los siguientes criterios:

- Mínimo riesgo de inundación,
- facilidad para la evacuación y eliminación de los lodos y otros desechos productos del proceso.,

- mínima o ninguna afectación de las instalaciones hospitalarias por eventuales malos olores que puedan producirse principalmente durante el proceso de limpieza o evacuación de lodos,
- Factibilidad para conducir por gravedad en la medida de lo posible, el efluente del sistema de tratamiento.
- Factibilidad para evacuar por gravedad las aguas tratadas

5.6.2 Criterios de selección del sistema de tratamiento

Para la selección de tecnologías o alternativas de tratamiento de las Aguas Servidas del Hospital “Nuevo Amanecer” de Puerto Cabezas, se tomaron en cuenta las restricciones y criterios siguientes:

- Correspondencia de la solución prevista con las características del medio ambiente en el entorno y en el sitio específico del Proyecto, así como con el desarrollo socioeconómico y tecnológico de la ciudad.
- Factibilidad de construcción y posterior operación, con el equipamiento tecnológico existente en el país.
- Minimización de los costos de inversión, de operación y mantenimiento.
- Eliminación o minimización de los requerimientos de personal especializado para la construcción, operación y mantenimiento.
- Minimización de los requerimientos de energía eléctrica para su operación y mantenimiento.
- Calidad del agua a tratar y el área disponible y eficiencia de remoción de contaminantes.

5.6.3 Sistema de Tratamiento

Para el diseño sistema de tratamiento se tomó en cuenta los criterios del decreto 33-95 MARENA sobre descargas a receptores provenientes de hospitales en su Art. 56 para lo cual se seleccionó la combinación de Fosas Sépticas-Filtros Anaerobios + Humedales Artificiales por ser un sistema muy utilizado y probado en Nicaragua, logrando resultados satisfactorios debido a la gran capacidad que tienen para remover los factores que caracterizan a las aguas residuales

5.6.3. 1 Tratamiento Preliminar

- **Trampa de Grasa**

Estará ubicada frente al área de cocina y servirá para retener y remover grasas, aceites y otros productos similares provenientes de ella. Consiste en una caja de concreto reforzado de 1.20 m x 0.6 m

- **Rejillas**

Servirán para retener y remover todo material flotante que pueda afectar el funcionamiento de las obras de tratamiento (trapos, papeles, basura en general y otros materiales flotantes).

El método utilizado para el calculo en la rejilla es el recomendado en las normas del INAA

5.6.3.2 Tanque Septico

Para su dimensionamiento se utilizaron las Normas denominadas “CONSTRUCCION E INSTALACION DE FOSAS SEPTICAS, Y DISPOSICION DE LOS EFLUENTES FINALES-Proyecto NB-41, Junio/1980”, elaboradas por la

Asociación Brasileña de Normas Técnicas y el Comité Brasileño de Construcción Civil-CB-2.

Las formulas y criterios utilizados en le dimensionamiento del tanque septico (Cuadro A) y filtros anaerobios (Cuadro B) se presentan a continuación:

**CUADRO A. CRITERIOS/ PARAMETROS BASICOS PARA DISEÑO FOSA
SEPTICA**

DESCRIPCION	FORMULAS Y UNIDADES
. Población (P)	Habitantes
. Numero de Módulos	N
. Numero de Contribuyentes (N)	7000/n
. Dotación de Aguas Negras (C)	100 ltr/hab/día
. Volumen Útil Inicial (V1)	$1.3 \times N \times (C \times T + 100 \times L_f)$
. Volumen Final (Vf)	$b \times LT \times H1$
. Ancho Mínimo (bmin)	$0.80 \leq b_{min} \leq 2H1$
. Profundidad Útil Mínima (H1)	1.20 mts
. Relación Largo-Ancho (l/b)	$2 \leq l/b \leq 4$
. Ancho en mts de la Fosa Séptica (b)	$[A2/(l/b)]^{1/2}$
. Longitud Total (LT)	$A2/b$
. Longitud de Primera Cámara (L1)	$(2/3) LT$
. Longitud de Segunda Cámara (L2)	$(1/3) LT$
. Altura al borde inferior de orificios del Tabique Difusor, medida desde el fondo (ha)	$(2/3) H1$
. Altura al borde superior de orificios del Tabique Difusor, medida desde el agua (hb)	0.30m
. Área de la Sección Transversal Útil de la Fosa Séptica (A0)	$b \times H1$

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS
RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

. Área Total de Orificio en Tabique Difusor (A1)	$0.05A0 \leq A1 \leq 0.1A0$
. Área Superficial de la Fosa Séptica en m ² (A2)	(V1/H1)
. Remoción de DBO5	$75\% \leq \% \text{ Remoción} \leq 95\%$
. Remoción de Coliformes	100,000 NMP/100 ml

5.6.3.3 Filtro Anaeróbico de Flujo Ascendente

**CUADRO B. CRITERIOS/ PARAMETROS BASICOS PARA DISEÑO DE
FILTRO ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE (FAFA)**

DESCRIPCION	VALOR
Población (P)	Habitantes
Numero de Módulos	N
Numero de Contribuyentes (N)	Habitantes
Dotación de Aguas Negras (C)	100 ltr/hab/día
Volumen del Filtro (V1)	$1.6 \times N \times C \times T$
Longitud (L3)	$L3 \geq 0.85$
Profundidad Útil Constante (H2)	1.80 mts
Volumen Mínimo (V2)	1,250 ltr
Carga Hidrostática Mínima del Filtro (H3)	0.10 m
Altura del Lecho Filtrante (H4)	1.20 m
Longitud Total del Filtro (LT)	A2 / b
Área de la sección Horizontal del Filtro en m ² (A3)	$V2/1.8$

5.6.3.4 Biofiltro

Los criterios utilizados en el cálculo del biofiltro se presentan continuación:

CRITERIOS DE DISEÑO BIOFILTRO			
Conductividad Hidráulica del Medio	Ks	480	m ³ /m ² - día
	K20	1.35	día ⁻¹
Carga de DBO5 Max. Recomendable =		110	Kg/ha - día
Carga de DBO5 de las aguas servidas =		280	mg / l
Carga de SST de las aguas Servidas =		97	mg / l
Tasa Media Típica de Transferencia de Oxígeno =		20	g/m ² - día
Constantes Empíricas para DBO5			
ad =		0.018	
bd =		0.02	
Constantes Empíricas para SST =			
hd =		0.0075	
fd =		0.014	
Porosidad del medio Filtrante =	α	0.39	
Planta a Utilizar =	Junco		
Velocidad del Agua en el medio =		<6,8	m/día
Relación Ancho/Largo =	RW / L	1.5	
Carga de DBO en el Efluente =		<67	mg / l
Colifecales Remanentes en el efluente =		<1000	NMP/100ml
Area Req. Proceso de Nitrificación =		< A'SR	
Concentración de Nitrato en el Efluente =		< 25	mg / l

5.6.3.5 Disposicion Final del Efluente

Alternativas Consideradas

Se han considerado dos formas de evacuar el efluente ya tratado en los humedales. Una seria evacuarlo directamente hasta el Río Long Creek, y la otra consistiría en utilizarlo para irrigar parte de los predios del Hospital. También se podrían utilizar las dos formas alternamente.

- **Evacuación hacia el Río Long Creek**

El efluente ya tratado se evacuaría directamente hasta el Río Long Creek; la descarga se encuentra ubicada a unos 600 metros hacia el Sur del Hospital, en un punto situado a unos 30 metros aguas abajo del sitio donde actualmente se encuentra el Cabezal de Descarga.

- **Irrigación de Plantas y Césped en Predios del Hospital**

El efluente se utilizara para irrigar parte de los predios del Hospital y también contribuiría a la recarga del acuífero que alimenta los pozos de agua potable. Esto bien puede realizarse en temporadas de verano, y si se presentara algún inconveniente en cualquier momento y por cualquier circunstancia, siempre se puede continuar evacuando hacia el Río Long Creek. Esta alternativa no ha sido objeto de ningún diseño en cual se procedería a realizar si realmente existiera algún interés en su desarrollo.

VI. CÁLCULOS Y RESULTADOS DE LOS DISEÑOS.

Los datos principales utilizados en estos diseños han sido los siguientes:

1. Consumo Promedio Diario de Agua Potable : 46,255 litros
2. Gasto Diario de Aguas Negras : 37,004.00 litros
3. Población : 319 (solicitado por MINSA)
4. Aporte de lodos frescos por personas por día: 1 litro
5. Tiempo de Retención : 12 horas
6. Cantidad de Fosas Sépticas : 2 unidades

Con respecto al cálculo de caudales máximos de artefactos sanitarios es íntegramente norteamericano, sin embargo se menciona la existencia del método Europeo donde su origen es de Francia.

6.1 SISTEMA DE RED DE AGUAS NEGRAS

6.1.1 Cálculo de tuberías

Para el cálculo de las tuberías se utilizaron los caudales calculados por cada ramal según el número de artefactos que descargan y se determinaron sus velocidades a tubo lleno y de diseño, (según cuadros que se presentan a continuación y planos en anexo No.3) . A continuación se presentan los cálculos.

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS
RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

**CUADRO C. CALCULO DE LA DESCARGA GASTO MAXIMO
INSTANTANEO
METODO DE HUNNTER**

TRAMOS	INODOROS		LAVAMANOS Y PANTRYs		DUCHAS		LAVANDEROS		TOT. ARTE.	TOT. UG*CANT.ART
	cantidad	u/gasto	cantidad	u/gast	cantidad	u/gasto	cantidad	u/gasto		
CR1 - CR4	8	3	10	2	4	2	7	2	29	66
CR4 - CR5	7	3	7	2	7	2			21	49
TOTAL CIRCULANTE EN TRAMO DESDE CR4 A CR5										
CR5 - CR6	0	3	0	2	0	2			0	0
BL6 - CR7	2	3	5	2	1	2			8	18
BL7 - CR8	0	3	7	2					7	14
TOTAL CIRCULANTE EN TRAMO DESDE CR5 A CR8										
CR11 - CR8	1	3	8	2	0	2			9	19
CR8 - CR9	1	3	6	2	1	2			8	17
TOTAL CIRCULANTE EN TRAMO DESDE CR8 A CR9										
CR9 - CR10	0	3	0	2	0	2			0	0
TOTAL CIRCULANTE EN TRAMO DESDE CR9 A CR10										
CR13 - CR10	2	3	6	2	6	2			14	30
CR14 - CR10	8	3	6	2	0	2			14	36
TOTAL CIRCULANTE EN TRAMO DESDE CR10 A REJAS										
BL1 - CR2	2	3	3	2	1	2	0	2	6	14
BL2 - EMP.I	2	3	5	2	1	2	0	2	8	18
BL3 - CR7	0	3	5	2	1	2	1	2	7	14
BL4 - EMP.2	0	3	5	2	0	2	0	2	5	10
TALLER - FOSA	1	3	2	2	0	2	0	2	3	7

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS
RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

**CUADRO D. CALCULO HIDRAULICO CON LOS GASTOS CALCULADOS
CON EL METODO DE HUNNTER. COLECTORA PRINCIPAL**

TRAMOS	75% T.U.G*C.A	CAUDAL DE DISEÑO (G.P.M.)	VEL. PROPUESTA (m/s)	DIAMETRO TEORICO (mm)	DIAMETRO COMERCIAL (mm)	VEL. REAL (m/s)
CR1 - CR4	49,5	34	1	52,48	63,00	0,69
CR4 - CR5	36,75	26	1	45,89	50,00	0,84
TOTAL CIRCULANTE EN TRAMO DESDE CR4 A CR5		60	1	69,71	75,00	0,86
CR5 - CR6	0	0	1	0,00	75,00	0,00
BL6 - CR7	13,5	9	1	27,00	32,00	0,71
BL7 - CR8	10,5	7,5	1	24,65	32,00	0,59
TOTAL CIRCULANTE EN TRAMO DESDE CR5 A CR8		76,5	1	78,72	100,00	0,61
CR11 - CR8	14,25	11	1	29,85	32,00	0,86
CR8 - CR9	12,75	8	1	25,46	32,00	0,63
TOTAL CIRCULANTE EN TRAMO DESDE CR8 A CR9		95,5	1	87,95	100,00	0,77
CR9 - CR10	0	0			32,00	
TOTAL CIRCULANTE EN TRAMO DESDE CR9 A CR10		95,5	1	87,95	100,00	0,77
CR13 - CR10	22,5	16	1	36,00	38,00	0,89
CR14 - CR10	27	18	1	38,18	50,00	0,58
TOTAL CIRCULANTE EN TRAMO DESDE CR10 A REJAS		129,5	1	102,42	125,00	0,67
BL1 - CR2	10,5	7,5	1	24,65	32,00	0,59
BL2 - EMP.I	13,5	10	1	28,46	32,00	0,78
BL3 - CR7	10,5	7,5	1	24,65	32,00	0,59
BL4 - EMP.2	7,5	5	1	20,12	25,00	0,64
TALLER - FOSA	5,25	3	1	15,59	19,00	0,67

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCIÓN Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS
RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

**CUADRO E. CALCULO HIDRÁULICO DE LA RED DE RECOLECCIÓN
COLECTORA PRINCIPAL**

Tramo	De CR	A CR	Long. m	Pend	n	Q (GPM)	Dia. Pro.(mm)	Vel. (m/s)	Qlleno (GPM)	Q/Qlleno	Vel.Real (m/s)
1	CR1	CR2	24	0,010	0,009	34	75	0,78	54,92	0,62	0,71
2	CR2	EMPI	10,45	0,010	0,009	41,5	75	0,78	54,92	0,76	0,76
3	CR2	CR3	15,25	0,010	0,009	51,5	75	0,78	54,92	0,94	0,81
4	CR3	CR4	12	0,010	0,009	51,5	75	0,78	54,92	0,94	0,81
5	C4	CR5	43,25	0,010	0,009	77,5	100	0,95	118,28	0,66	0,88
6	CR5	CR6	12,75	0,010	0,009	77,5	100	0,95	118,28	0,66	0,88
7	CR6	CR7	5,8	0,010	0,009	77,5	100	0,95	118,28	0,66	0,88
8	CR7	EMP.2	9,39	0,010	0,009	85	100	0,95	118,28	0,72	0,91
9	CR7	CR8	33,95	0,010	0,009	90	100	0,95	118,28	0,76	0,92
10	CR8	CR9	12,75	0,010	0,009	109	100	0,95	118,28	0,92	0,97
11	CR9	CR10	26,97	0,010	0,009	109	100	0,95	118,28	0,92	0,97
CAJAS REGISTRADORAS EXISTENTES A CONECTAR A CR10											
12	CR18	CR17	16,75	0,010	0,009	138,7	125	1,10	214,45	0,65	1,02
13	CR17	CR16	5,12	0,010	0,009	177,54	125	1,10	214,45	0,83	1,09
14	CR16	CR15	5	0,010	0,009	179,86	125	1,10	214,45	0,84	1,10
15	CR15	CR14	4,2	0,010	0,009	179,86	125	1,10	214,45	0,84	1,10
16	CR14	CR10	10,31	0,010	0,009	197,86	125	1,10	214,45	0,92	1,13
17	CR13	CR12	20	0,010	0,009	16	50	0,60	18,63	0,86	0,60
18	CR12	CR10	35,5	0,010	0,009	16	50	0,60	18,63	0,86	0,60
TOTAL SALIENTE DE CR10 A REJILLAS											
19	CR10	REJILLA	16,52	0,010	0,009	322,86	150	1,24	348,7149	0,93	1,27

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS
RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

CUADRO F. CALCULOS TOPOGRAFICOS

Tramo	De CR	A CR	Long. Metros	Elev. Fond. Aguas arriba	Elev. Fond. Aguas Abajo	Pend.	Dia. Pro. (mm)
1	CR1	CR2	24	99,4	99,39	0,010	75
2	CR2	EMPI	10,45	99,39	99,380	0,010	75
3	CR2	CR3	15,25	99,380	99,370	0,010	75
4	CR3	CR4	12	99,370	99,360	0,010	75
5	C4	CR5	43,25	99,360	99,350	0,010	100
6	CR5	CR6	12,75	99,350	99,340	0,010	100
7	CR6	CR7	5,8	99,340	99,330	0,010	100
8	CR7	EMP.2	9,39	99,330	99,320	0,010	100
9	CR7	CR8	33,95	99,330	99,320	0,010	100
10	CR8	CR9	12,75	99,320	99,310	0,010	100
11	CR9	CR10	26,97	99,310	99,300	0,010	100
CAJAS REGISTRADORAS EXISTENTES A CONECTAR A CR10							
12	CR18	CR17	16,75	99,350	99,340	0,010	125
13	CR17	CR16	5,12	99,340	99,330	0,010	125
14	CR16	CR15	5	99,33	99,320	0,010	125
15	CR15	CR14	4,2	99,320	99,310	0,010	125
16	CR14	CR10	10,31	99,310	99,300	0,010	125
17	CR13	CR12	20	99,320	99,31	0,010	50
18	CR12	CR10	35,5	99,310	99,3	0,010	50
TOTAL SALIENTE DE CR10 A REJILLAS							
19	CR10	REJILLAS	16,52	99,3	99,290	0,010	150

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS
RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

**CUADRO G. CALCULO DE LA DESCARGA GASTO MAXMO
INSTANTÁNEO
MÉTODO CODE BUILDING**

TRAMOS	INODOROS		LAVAMANOS Y PANTRYs		DUCHAS		LAVANDEROS		TOT. ARTE
	cantidad	Qacc.(gpm)	cantidad	Qacc.(gpm)	cantidad	Qacc.(gpm)	cantidad	Qacc.(gpm)	
CR1 - CR4	8	3	10	5	4	4	7	3	29
CR4 - CR5	7	3	7	5	7	4			21
TOTAL CIRCULANTE EN TRAMO DESDE CR4 A CR5									
CR5 - CR6	0	0	0	0	0	0			0
BL6 - CR7	2	3	5	5	1	4			8
BL7 - CR8	0	3	7	5					7
TOTAL CIRCULANTE EN TRAMO DESDE CR5 A CR8									
CR11 - CR8	1	3	8	5	0	0			9
CR8 - CR9	1	3	6	5	1	4			8
TOTAL CIRCULANTE EN TRAMO DESDE CR8 A CR9									
CR9 - CR10	0	0	0	0	0	0			0
TOTAL CIRCULANTE EN TRAMO DESDE CR9 A CR10									
CR13 - CR10	2	3	6	5	6	4			14
CR14 - CR10	8	3	6	5	0	0			14
TOTAL CIRCULANTE EN TRAMO DESDE CR10 A REJAS									
BL1 - CR2	2	3	3	5	1	4	0	0	6
BL2 - EMP.I	2	3	5	5	1	4	0	0	8
BL3 - CR7	0	0	5	5	1	4	1	3	7
BL4 - EMP.2	0	0	5	5	0	0	0	0	5
TALLER - FOSA	1	3	2	5	0	0	0	0	3

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS
RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

**CUADRO H. CALCULOS HIDRAULICOS CON EL GASTO CALCULADO
CON MÉTODO CODE BUILDING**

TRAMOS	Factor de Uso (%)	Qteórico (gpm)	Qdiseño (gpm)	Vel. Prop.(m/s)	Diámetro Teórico (mm)	Diámetro Comercial (mm)	Velocidad real (m/s)
CR1 - CR4	38	111	42,18	1	58,45	63	0,85
CR4 - CR5	42	84	35,28	1	53,46	63	0,71
TOTAL CIRCULANTE EN TRAMO DESDE CR4 A CR5			77,46	1	79,21	75	1,11
CR5 - CR6	0	0	0	1	0,00	32	0,00
BL6 - CR7	52,5	35	18,375	1	38,58	32	1,44
BL7 - CR8	57	35	19,95	1	40,20	50	0,64
TOTAL CIRCULANTE EN TRAMO DESDE CR5 A CR8			115,785	1	96,84	100	0,93
CR11 - CR8	51	43	21,93	1	42,15	50	0,70
CR8 - CR9	52,5	37	19,425	1	39,67	50	0,62
TOTAL CIRCULANTE EN TRAMO DESDE CR8 A CR9			157,14	1	112,82	125	0,81
CR9 - CR10	0	0	0			32	
TOTAL CIRCULANTE EN TRAMO DESDE CR9 A CR10			157,14	1	112,82	125	0,81
CR13 - CR10	42	36	15,12	1	35,00	38	0,84
CR14 - CR10	42	54	22,68	1	42,86	50	0,73
TOTAL CIRCULANTE EN TRAMO DESDE CR10 A REJAS			194,94	1	125,66	150	0,70
BL1 - CR2	57,5	25	14,375	1	34,12	38	0,80
BL2 - EMP.I	52,5	35	18,375	1	38,58	50	0,59
BL3 - CR7	57	32	18,24	1	38,44	50	0,59
BL4 - EMP.2	62,5	25	15,625	1	35,58	38	0,87
TALLER - FOSA	63	13	8,19	1	25,76	32	0,64

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCIÓN Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS
RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

CUADRO I . CALCULO HIDRÁULICO DE LA RED DE RECOLECCIÓN

TRAMO	DE CR	A CR	Long. Metros	Pend.	Q (GPM)	Dia. Prop. (mm)	Vel. (m/s)	Qlleno (GPM)	Q/Qlleno
1	CR1	CR2	24	0,010	42,18	75	0,78	54,919	0,768
2	CR2	EMPI	10,45	0,010	60,555	100	0,95	118,275	0,512
3	CR2	CR3	15,25	0,010	78,795	100	0,95	118,275	0,666
4	CR3	CR4	12	0,010	78,795	100	0,95	118,275	0,666
5	CR4	CR5	43,25	0,010	114,075	100	0,95	118,275	0,964
6	CR5	CR6	12,75	0,010	114,075	100	0,95	118,275	0,964
7	CR6	CR7	5,8	0,010	114,075	100	0,95	118,275	0,964
8	CR7	EMP.2	9,39	0,010	132,315	125	1,10	214,447	0,617
9	CR7	CR8	33,95	0,010	147,94	125	1,10	214,447	0,690
10	CR8	CR9	12,75	0,010	189,295	125	1,10	214,447	0,883
11	CR9	CR10	26,97	0,010	189,295	125	1,10	214,447	0,883
12	CR18	CR17	16,75	0,010	138,7	125	1,10	214,447	0,647
13	CR17	CR16	5,12	0,010	177,54	125	1,10	214,447	0,828
14	CR16	CR15	5	0,010	179,86	125	1,10	214,447	0,839
15	CR15	CR14	4,2	0,010	179,86	125	1,10	214,447	0,839
16	CR14	CR10	10,31	0,010	202,54	125	1,10	214,447	0,944
17	CR13	CR12	20	0,010	15,12	50	0,60	18,627	0,812
18	CR12	CR10	35,5	0,010	15,120	50	0,60	18,627	0,812
19	CR10	REJILLAS	16,52	0,010	406,955	200	1,51	751,001	0,542

CUADRO J. CALCULOS TOPOGRAFICOS DE LA RED DE RECOLECCIÓN

Tramo	De CR	A CR	Long. m	Pend	Elev. Fond. Agua s arriba	Elev. Fond. Aguas Abajo	Dia. Pro.(mm)
1	CR1	CR2	24	0,010	99,40	99,39	75
2	CR2	EMPI	10,45	0,010	99,39	99,38	100
3	CR2	CR3	15,25	0,010	99,38	99,37	100
4	CR3	CR4	12	0,010	99,37	99,36	100
5	C4	CR5	43,25	0,010	99,36	99,35	100
6	CR5	CR6	12,75	0,010	99,35	99,34	100
7	CR6	CR7	5,8	0,010	99,34	99,33	100
8	CR7	EMP.2	9,39	0,010	99,33	99,32	125
9	CR7	CR8	33,95	0,010	99,33	99,32	125
10	CR8	CR9	12,75	0,010	99,32	99,31	125
11	CR9	CR10	26,97	0,010	99,31	99,30	125
CAJAS REGISTRADORAS EXISTENTES A CONECTAR A CR10							
12	CR18	CR17	16,75	0,010	99,35	99,34	125
13	CR17	CR16	5,12	0,010	99,34	99,33	125
14	CR16	CR15	5	0,010	99,33	99,32	125
15	CR15	CR14	4,2	0,010	99,32	99,31	125
16	CR14	CR10	10,31	0,010	99,31	99,30	125
17	CR13	CR12	20	0,010	99,32	99,31	50
18	CR12	CR10	35,5	0,010	99,31	99,30	50
TOTAL SALIENTE DE CR10 A REJILLAS							
19	CR10	REJILLA	16,52	0,010	99,3	99,290	200

El motivo por el cual se utilizan los dos métodos es para demostrar en cual se obtienen cantidades criticas en este caso caudales mayores de acuerdo a la misma topografía y propuesta de obras. Claro esta que Code building generara el caudal mayor por ende este estudio se hará bajo efectos de las consideraciones de este método.

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS
RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCIÓN Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE
PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

La bomba fue necesaria por el desnivel existente entre el biofiltro y caja de regulación, se ubica entre estos dos componentes a continuación se hace el calculo para su selección.

Selección de Bomba Centrífuga

Elevación de descarga=	101.999	metros		
Q =	3.33	l/s	53 gpm	0.00333 M ³ / sg
Tiempo de Bombeo (Nh) =	3.1	Horas		
Elevación nivel de liquido =	97.04	metros		
Elevación nivel de succión =	96.06	metros		
Elev. sobre el nivel de mar =	10	msnm		
Longitud de succión =	2.22	metros		
Coefficiente de rugosidad =	150			
Temperatura promedio del agua =	26°C			
Distancia de descarga=	219.0805	metros	(ver grafica perfil del terreno para bomba en Anexos numero 3)	

Con el caudal anteriormente plasmado al igual que la carga total dinámica se procede a a seleccionar el tipo de bomba de acuerdo al gasto y también se puede obtener la eficiencia aproximada máxima de dicha bomba en las curvas que se presentan en anexo. **Fig. de tipo de bomba**

CARGA TOTAL DINÁMICA = 9.1101 metros
equivalente a 30 pies

Primeramente se tiene que buscar el Ch (coeficiente de carga) en la tabla con nombre **coeficientes de carga y capacidad en función del numero especifico en bombas de succión simple**

Se obtiene: Ns= 40 Numero especifico

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE
PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

Calculo de la velocidad de giro

$$\eta = (N_s \cdot CTD^{(3/4)}) / (Q^{0,5})$$

$$\eta = 3634.8 \quad \text{RPM}$$

Ajustándola a una comercial de 1750 RPM

$N_s = 19.258$ con este dato y el caudal buscaremos en graficas de tipo de bomba

Eficiencia = 61 % aprox.

Calculo diámetro del Impulsor

de acuerdo con el numero especifico se procede a interpolar obteniendo:

$$Ch = 5.2534$$

$$\text{Diámetro de impulsor} = (60/\eta) \cdot (g \cdot CTD / Ch)^{(1/2)} \quad \text{donde}$$

g : gravedad

η : velocidad comercial RPM

$$\begin{aligned} \text{Diámetro de impulsor} &= 0.141 \text{ metros} \\ &= 5.57 \text{ pulgadas} \\ \text{Se tomara de} & \quad \quad \quad \text{6 pulgadas} \end{aligned}$$

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE
PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

Calculo de potencia de bomba

$$\text{Potencia} = \frac{\delta \cdot Q \cdot \text{CTD}}{76 \cdot \text{eficiencia}} \quad \delta \text{ Agua: } 1000 \text{ KG/m}^3$$

δ : Peso especifico del liquido
Q : Caudal en metros cúbicos po segundo
CTD : Carga total Dinámica

$$\text{Potencia} = 0.654 \text{ HP}$$

$$\text{Se tomara una POTENCIA} = 0.75 \text{ HP}$$

Calculo NSPH disponible

$$\begin{aligned} \text{Altura Barométrica (Patm / } \delta) &= 10,33 - (1,2 \cdot \text{Altura snm}/1000) \\ \text{Altura Barométrica (Patm / } \delta) &= 10.318 \text{ metros} \end{aligned}$$

Ver en Anexos Tabla de la presión de vapor a diferentes temperaturas del agua

$$\text{Presión de vapor a } 26^\circ\text{C es } 2.662 \text{ metros}$$

$$\text{NSPH disponible} = \text{Patm}/\delta - (\text{EES} + \text{Pvapor} + \text{Perd.succion})$$

$$\text{NSPH disponible} = 8.446 \text{ metros}$$

$$\text{NSPH requerido} = 4 \text{ metros según grafica} \quad \text{OK}$$

Se tomara una bomba de serie 2000 centrifuga con código de impulsor B de diámetro 6 pulgadas potencia de 3/4 caballos de fuerza y un NSPH requerido de 4 metros, con una velocidad de giro de 1750 RPM y 60Hz

Se puede observar en graficas de curvas de comportamiento de bomba seleccionada que el NSPH requerido es menor que el NSPH disponible por lo que corrobora que no existirá cavitacion.

REJILLAS

De acuerdo a los resultados obtenidos en el método de Bulding Code se observa que estará circulando un caudal máximo de 406,955 gpm, de la ultima caja de registro (CR-10) a rejillas. En una tubería de diámetro de 200 mm (8plg.). Se proyectara una malla de barras limpiadas manualmente con aberturas que tengan un área total de 200% el área de la tubería.

Datos

Velocidad =	1.51	m/s	0.6 < V < 2	Ver cuadro I pag. 60
Varillas a utilizar numero =	3	plg.		
Diámetro de tubería =	8	plg.		
Area de tubería =	0.032	metros cuadrados		
Area total a proporcionar =	200	%		

Area total de las aberturas = (Area total a proporcionar)*(Area de tubería)

Area total de las aberturas = 0.065 metros cuadrados

La profundidad de la malla esta limitada al diámetro de la tubería, entonces el ancho de las aberturas será:

Ancho total de las aberturas = (Area total de las aberturas) / (Diámetro de tubería)

Ancho total de las aberturas = 0.32 metros

Se utilizan barras de numero 3 y si se propone claros libres de 1 3/8 pulgadas

Numero de aberturas = Ancho de las aberturas / Claro libre

Numero de aberturas = 9 1/7 aberturas

o bien digamos 9 aberturas

como es deseable tener barras en las dos paredes del canal se tendrán : 10 barras

Ancho total de la cámara = (numero de barras * diámetro de barra) + (numero de aberturas * claros libres)

Ancho total de la cámara = 0.4 metros

Se propone una cámara de	0.8	metros de profundidad y un ancho igual	0.4	metros
con rejillas de varilla numero	3	y con un numero de barras igual a	10	barras
con un claro libre de	1 3/8	pulgadas para un total de aberturas de	9	aberturas

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE
PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

CALCULO DE LA FOSA SÉPTICA

1.0 DATOS DE ENTRADA:

1.1. Para Fosa

Población de diseño :	P	319	Personas	
Dotación agua potable:	d	145	Lts/pers.-día	
C.P.D.T - Agua Potable =	Q	46,255.00	litros/día	
Factor aguas negras =	C	0.8		
Gasto Promedio Aguas Negras =	Qan	37004.00	litros/día	
Cantidad de Fosas Sépticas	n	2.00		
Volumen por Fosa =	qf	18502	litros	
Periodo de retención =	T	0.5	Días	
Lodo fresco =	Lf	1	Lts/persona-día	
Profundidad útil asumida =	Hs	1.5	metros	min.:1.2
Relación ancho/profundidad útil seleccionada =	B/Hs	2		Máximo 2*Hs
Ancho =	B	3	metros	
Relación Largo/ancho resultante =	L/B	2.35	2< L/B <4	
Largo =	L	7.05	metros	Usar ; 7
Espacio libre =	eL	0.6	metros	Variable
Espacio para espumas =	eE	0.3	metros	(0.30 min)
Numero de agujeros =	m	4	C/U	Variable
Ancho de agujeros propuesto =	x	0.3	metros	
Para la Fosa				
Espesor de paredes externas =	ep	0.3	metros	
Espesor de paredes internas =	epi	0.3	metros	
Espesor de losa de tapa =	et	0.2	metros	
Espesor de losa de fondo =	ef	0.4	metros	

2.0 DATOS DE DISEÑO

2.1 Fosa Séptica

Gasto A.N.per capita =	Qan	116	Lts/persona-día
------------------------	-----	-----	-----------------

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE
PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

(C*d)			
Volumen útil total =	V	65.5	metros cúbicos
$1.3 \cdot P \cdot ((Q_{an} \cdot T) + 100 \cdot L_f) / 1000$			
Volumen de cada fosa :	Vc	32.8	metros cúbicos
$V_c = V / n$			
Dimensiones Seleccionadas :			
Profundidad útil asumida =	Hs	1.50	metros
Profundidad útil calculada =	Hs'	1.6	metros
$Hs' = V_c / (L \cdot B)$			
Área útil =	A	21.00	m ²
$A = L \cdot B$			
Relación largo/ancho =	L/B	2.33	Ok
Largo total de fosa, afuera-afuera =	Lt	7.9	metros
$L_t = L + (2 \cdot e_p) + e_{pi}$			
Largo interno primera cámara =	L1	4.67	metros
$L_1 = (2/3) \cdot L_t$			
Largo interno segunda cámara =	L2	2.33	metros
$L_2 = (1/3) \cdot L_t$			
Ancho total fosa, afuera-afuera	Bt	6.90	metros
$B_t = B + (2 \cdot e_p + e_{pi})$			
Altura total, por dentro	Hi	2.16	metros
$H_i = H_s + e_L$			
Altura total, por fuera =	Hf	2.76	metros
$H_f = H_i + e_f + e_t$			
Área / Fosa (c/ dimensiones externas) =	At	54.51	m ²
$A_t = L_t \cdot B_t$			
Volumen total todas las fosas =	Vf	150.45	metros cúbicos
$V_f = H_f \cdot B_t \cdot L_t$			
Altura no sumergida	Hnsu	0.30	metros
Atura sumergido	Hsu	2.46	metros
$H_{su} = H_f - H_{nsu}$			
Volumen Sumergido	Vsu	134.10	metros cúbicos
$V_{su} = A_t \cdot H_{su}$			

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE
PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

Agujeros

Área total de agujeros = $0.05 \cdot B \cdot H_s$	a	0.23	m ²	
Área de cada agujero = $a = a / m$	a'	0.06	m ²	
Dimensiones de cada agujero = Ancho =	x	0.30	metros	
Alto = $y = a' / x$	y	0.20	metros	
Borde superior de agujeros = $(2/3 \cdot H_s + y)$	Y'	1.2	metros	mínimo 1,2
Borde inferior de agujeros = $(2/3) \cdot H_s$	Y''	1.04	metros	
Separación entre agujeros = $s = (B - 2 \cdot x) / (m/2)$	s	1.2	metros	

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS
RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

CALCULO DE FILTRO ANAEROBIO

Datos de entrada

Población de diseño :	P=	319	Habitantes
Dotación agua potable:	d =	145	Lts/pers.-dia
C.P.D.T - Agua potable:	Q =	46255	Litros/dia
Factor de Aguas Negras:	C =	0.8	
Gasto Promedio Aguas Negras :	Qan =	37004	Litros
Cantidad de Filtros :	n =	2	
Volumen por Fosa :	qf =	18502	Litros
Periodo de retención :	T =	0.5	Dias
Lodo Fresco:	Lf =	1	Lts/pers.-dia

Dimensiones Propuestas para el FILTRO

Espesor de Paredes Externas:	ep =	0.3	metros
Espesor de Losa de Tapa :	et =	0.15	metros
Espesor de Losa de Fondo :	ef =	0.3	metros
Espesor de Losa Fondo Falso :	alf =	0.2	metros
Altura Lecho Filtrante :	hff =	1.2	metros
Espacio Libre en el Fondo :	elff =	0.3	metros
Capa de Agua sobre Lecho Filtrante :	caff =	0.1	metros
Espacio Libre Superior :	els =	0.3	metros
Carga DBO del Afluente :	DBOi =	445.85	mg/Lt.
% Remoción DBO en Fosas Sépticas :	R %	75	
Volumen Útil Requerido (Vft) :	$(1,6 \cdot P \cdot C \cdot d \cdot T) / 1000 =$	29.60	metros cúbicos
Volumen Util c / filtro (Vf) :	$(1,6 \cdot P \cdot C \cdot d \cdot T) / 1000 / n$		
Area (Af) :	$Vf / 1,8 =$	14.80	metros cúbicos
Ancho interno propuesto (b) :		8.22	metros cuadrados
Largo interno (l) :	$Af / b =$	3	metros
	Utilizar	2.74	metros
Altura Total Interna (Hi) :	$Vf / (b \cdot l) + elff =$	2.75	metros
	Utilizar	2.1	metros
Ancho por Fuera (be) :	$b + 2 (ep) =$	2.1	metros
Largo por Fuera (le) :	$l + 2 (ep) =$	3.6	metros
Altura Total por Fuera (He) :	$Hi + ef + et =$	3.35	metros
		2.55	metros

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE
PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

CALCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE BIOFILTRO

Contaminantes (Fuente MINSA)

Sólidos Suspendidos Totales =	SST	97	mg / l
Sólidos Sedimentables =	SDF	0.2	mg / l / h
Demanda Bioquímica de Oxígeno =	DBO	280	mg / l
Demanda Química de Oxígeno =	DQO	479	mg / l
Ph	Ph	6.85	un
Nitratos =	C _{no1}	28	mg / l
Nitrógeno Total en forma de N ₂ =	C _{nt}	40	mg / l
Nitrógeno Orgánico Libre (N - O ₂) =	N - O ₂	15	MG / l
Amonio Libre =	NH ₄	25	mg / l
Nitritos =	NO ₂	0	mg / l
Fósforo Total =	PT	8	mg / l
Fósforo Orgánico =	P - Org	3	mg / l
Fósforo Inorgánico =	P - Inorg.	3	mg / l
Aceites y Grasas =		12	mg / l
Sulfatos =	SO ₄	1.7	mg / l
Temperatura del agua=	T°	26	°c
Carga de colifecal en el afluente =	Na	10000	NMP/100 ml

Cortesía del estudio efectuado por MINSA

Datos de Entrada:

Tasa Media Típica de Transferencia de Oxígeno =	20	g/m ² - dia	(Metcalf & Eddy/Tomo 2;Pag. 1133)
Carga de DBO ₅ Max. Recomendable =	110	Kg/ha - dia	(Metcalf & Eddy/Tomo 2;Pag. 1133)
Carga de DBO ₅ de las aguas servidas =	280	mg / l	
Carga de SST de las aguas Servidas =	97	mg / l	

Reducción de DBO₅,SST y COLI en el Desarenador

Constantes Empíricas para DBO ₅	
ad =	0.018
bd =	0.02

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE
PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

Constantes Empíricas para SST =

hd = 0.0075
fd = 0.014

Tiempo de Retención (thd) = 0.003241 horas
 DBO del Afluente (DBO_{a1}) = 280 mg / l
 SST del Afluente (SST_{a1}) = 97 mg / l
 % de Remoción de DBO (RDBO) = 0.1794 %
 $RDBO = thd / (ad + bd*thd)$
 DBO del Efluente (DBO_{e1}) = 279.50 mg / l
 $DBO_{e1} = DBO_5 * (1 - (RDBO/100))$
 % de Remocion de SST (RSST) = 0.4295 %
 $RSST = thd / (hd + fd*thd)$
 SST del Efluente (SST_{e1}) = 96.583 mg / l
 $SST_{e1} = SST_{a1} * (1 - (RSST/100))$
 Coheficiente de mortandad de colifecales = 1.26 d⁻¹
 $Kb = 0.84 * 1.07^{(T-20^{\circ}c)}$
 Colifecales Remanentes en el efluente segun Marais-Show 1.00E+04 NMP/100 ml
 $N = Na / (1 + Kb*thd)$
 Porcentaje remocion de colifecales = 0%
 $Rcoli = (1 - (N / Na)) * 100$
 Coli - del efluente (COLI e1) = 100%
 $COLI_{e1} = 1 - Rcoli$

Reducción de DBO5 ,SST y COLI en Trampa de Grasa

Tiempo de Retención (thd) = 2 horas
 DBO del Afluente (DBO_{a2}) = 279.50 mg / l
 SST del Afluente (SST_{a2}) = 96.583 mg / l
 % de Remoción de DBO (RDBO) = 34.483 %
 DBO del Efluente (DBO_{e2}) = 183.119 mg / l
 % de Remoción de SST (RSST) = 56.338 %

NO PASA

ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE PUERTO CABEZAS, R.A.A.N

SST del Efluente (SST _{e2}) =	42.170	mg / l	
Colifecales Remanentes en el efluente segun Marais-Show	9.05E+03	NMP/100 ml	NO PASA
Porcentaje remocion de colifecales =	10%		
Coli - del efluente (COLI e2) =	90%		

Reducción de DBO5 ,SST y COLI en Fosas Sépticas

Tiempo de Retención (t _{hd}) =	24	horas	
DBO del Afluente (DBO _{a3}) =	183.119	mg / l	
SST del Afluente (SST _{a3}) =	42.170	mg / l	
% de Remoción de DBO (R _{DBO}) =	48.193	%	
DBO del Efluente (DBO _{e3}) =	94.869	mg / l	NO PASA
% de Remoción de SST (R _{SST}) =	69.869	%	
SST del Efluente (SST _{e3}) =	12.706	mg / l	
Colifecales Remanentes en el efluente segun Marais-Show	4.00E+03	NMP/100 ml	NO PASA
Porcentaje remocion de colifecales =	56%		

Reducción de DBO5,SST y COLI en Filtros Anaeróbicos

Tiempo de Retención (t _{hd}) =	24	horas	
DBO del Afluente (DBO _{a4}) =	94.869	mg / l	
SST del Afluente (SST _{a4}) =	12.706	mg / l	
% de Remoción de DBO (R _{DBO}) =	48.193	%	
DBO del Efluente (DBO _{e4}) =	49.149	mg / l	Ok
% de Remoción de SST (R _{SST}) =	69.87	%	
SST del Efluente (SST _{e4}) =	3.829	mg / l	
Colifecales Remanentes en el efluente segun Marais-Show	1.77E+03	NMP/100 ml	NO PASA
Porcentaje remocion de colifecales =	55.76%		

DIMENSIONAMIENTO DE BIOFILTRO

Carga de DBO5 del Afluente =	49.149	mg / l
Carga de DBO5 asumida del Efluente = DBO5asumido	10.000	mg / l

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE
PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

SST en la Entrada =		3.829	mg / l	
Temperatura del Afluente =	Ta	26	°C	
Temperatura mas critica =	Tcr	23	°C	
Planta a Utilizar =	Junco			
Medio Filtrante a Utilizar =	Arena Gruesa o Grava			
Pendiente Asumida del Estanque =	m	3.25	%	Ok
Profundidad Asumida del Estanque =	He	0.9	metros	
Espesor Asumido Capa Residuo Vegetal	h1	0.125	metros	
Espesor Asumido Capa Grava Seca =	h2	0.075	metros	
Esp. Asum. Grava Satur. Humedal =	h3	0.525	metros	
Altura Asum. Libre del Estanque =	h4	0.175	metros	
Profundidad del Humedal =	H = h1 + h3	0.65	metros	
Porosidad del medio Filtrante =	α	0.39		

(Ver en Anexos; **Características Típicas del Medio en Sistemas de Flujo Subsuperficial**)

Conductividad Hidráulica del Medio	Ks	480	m ³ /m ² - día	
	K20	1.35	día ⁻¹	

(Ver en Anexos; **Características Típicas del Medio en Sistemas de Flujo Subsuperficial**)

Caudal promedio de Aguas Servidas =	Qp (80%CPD)	37	m ³ /día	
Constante de Velocidad =	Kt	1.608	día ⁻¹	
Kt = K20*(1,06 ^(Tcr - 20°C))				
Area Superficial =	As	144.540	m ²	
As =				
Qp*(ln(DBOe4/DBO5afluente))/(H*α*Kt)				
Tiempo de Detención Hidráulica =	tDH	2.54	días	
tDH = (As*H/Qp)				

Según tabla; **Valores Indicativos para el Diseño de Terrenos Pantanosos Artificiales** el mínimo son 4 dias(Ver Anexos)

Se utilizara por lo tanto = 4 días

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE
PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

Area Superficial Mínima Recomendada = $A's = Q_p \cdot t_{DH} / H$	A's	227.692	m ²		
Numero de Módulos =	Nm	3	Módulos		
(para fines de operación y mantenimiento mas adecuados)					
Caudal de Aguas Servidas por modulos = $Q'_p = Q_p / Nm$	Q'p	12.33	m ³ /dia		
Area por cada Modulo = $A = A's / Nm$	A	75.897	m ²		
Area de sec. Transversal de c/modulo = $AT = (((Q'_p \cdot A) / (m \cdot K_s)) ^{0.5})$	AT	7.75	m ²		
Velocidad del Agua en el medio = $V = Q'_p / AT$	V	1.59	m/dia	<6,8	Ok
Ancho de Modulo = $W = AT / H$	W	11.92	metros	Usar :	11
Relación Ancho/Largo =	Rw / L	1.5			
Longitud de Cada Modulo = $L = W / RWL$	L	7.94	metros	Usar :	8
Area Real Sec. Transversal c/modulo =	ART	7.15	m ²		
Velocidad Real Agua en el Medio =	VR	1.72	m/dia		
Area Superficial Real por modulo =	AR	88	m ²		
Area Real Total =	A'SR	264	m ²		

Reducción de DBO5

Tiempo de Detención Hidráulica = $t'_{DH} = AR \cdot H / Q'_p$	t'DH	4.64	dias		
Carga de DBO5 del Efluente = $Ce = DBO_{e4} \cdot \exp(-K_t \cdot t'_{DH})$	Ce	0.028	mg / l	Ok	
% Remoción de DBO =	RDBO	99.94	%		

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE
PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

$$RDBO = ((DBO_{e4} - C_e)/DBO_{e4}) * 100$$

Reducción de SST

Carga Hidráulica =	CH	14.02	cm/dia
$CH = (Q_p / (L * W)) * 100$			
Carga de SST del Efluente =	CeSST	0.480	mg / l
$CeSST = SST_{e4} * (0,1058 + 0,0014 * CH)$			
% Remoción de SST =	RSST	87.458	%
$RSST = ((SST_{e4} - CeSST) / (SST_{e4})) * 100$			

Reduccion de COLI

Factor de dispersion =	1.6	adim	
$d = (L/W) / (-0.26118 + 0.25392(L/W) + 1.01368 (L/W)^2)$			
Constante de conductividad en funcion de la detencion Hidraulica =	0.78	d ⁻¹	
$K20 = t'DH / (-14.77 + (4.46 * t'DH))$			
Constante de degradacion de materia organica =	1.28	d ⁻¹	
$Kd = K20 * 1.085 ^ (Ta - 20)$			
Factor "a" =	3.2	adim	
$a = ((1 + (Kd)(d)(t'DH))^{1/2})$			
Colifecales Remanentes en el efluente	9.93E+02	NMP/100ml	Ok
$N = COLI_{e3} * (4 * a * e^{((1-a)/2d)}) / (1 + a^2)$			
Porcentaje remocion de colifecales =	43.92%		

Remoción de Nitrato NO₃

Conc. Amoniaco en el Efluente =	Cnh	33.55	mg / l	(Fuente: MINSA)
---------------------------------	-----	-------	--------	-----------------

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCIÓN Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE
PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

Constante de Nitrificación = $K_{nh} = 0,018454 + 0,3922 \cdot (H^{2,6077})$	K_{nh}	0.146	dia ⁻¹		
Constante Función de T° de Agua = $K'T = K_{nh} \cdot (1,048^{(T_a - 20)})$	$K'T$	0.193	dia ⁻¹		
Area Req. Proceso de Nitrificación = $ASN = Q_p \cdot (\ln(C_{nt}/C_{nh}) / (H \cdot \alpha \cdot K'T))$	ASN	132.69	m ²	< A'SR	Ok

Remoción de Nitratos

Concentración de Nitrato en Afluente = $C_{no2} = C_{nt} - C_{nh}$	C_{no2}	6.45	mg / l		
Concentración de Nitrato Total = $C_{no3} = C_{no1} - C_{no2}$	C_{no3}	21.55	mg / l		
Constante Función de T° critica = $K_{T^o} = 1,0 \cdot (1,15^{(T_{cr} - 20)})$	K_{T^o}	1.521	dia ⁻¹		
Concentración de Nitrato en el Efluente = $C_{noe} = C_{no3} \cdot \exp(-K_{T^o} \cdot t_{DH})$	C_{noe}	0.012	mg / l	< 25	Ok

**SE PROPONE LA CONSTRUCCIÓN DE 3 MÓDULOS EN PARALELO DE 11M X 8M DE SECCIÓN POR MODULO
Y 0,9 METROS DE PROFUNDIDAD Y UN TIEMPO DE DETENCIÓN DE 4,65 DIAS (111 HORAS Y 36 MINUTOS)**

(La profundidad incluye Altura Libre, Capa de Grava Seca, Humedal)

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS
RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

TABLAS DE RESULTADOS AFLUENTE - EFLUENTE

DESCRIPCION	NORMAS DECRETO 33-95	ANTES DE SISTEMA DE TRATAMIENTO	DESPUES DE SISTEMA DE TRATAMIENTO	% REMOCION
PH	6-9	6.85	-	0
SÓLIDOS SEDIMENTABLES (ML/L)	1.0	0.2	-	0
SÓLIDOS SUSPENDIDOS (MG/L)	40	97	0.48	99.51
DBO (MG/L)	60	280	0.028	99.99
ACEITES Y GRASAS	20	3	-	0
COLIFECALES (NMP/100ML)	-	10000	993	90
REDUCCION DE NITRATOS (MG/L)	< 25	33.55	0.012	99.96

EL SISTEMA GENERA EFICIENCIA EN TODOS LOS PARAMETROS DE REMOCION POR LO CUAL ES NECESARIO UTILIZARLO CUANDO SE OBTENGAN CONTAMINATES CON LOS PARAMETROS DE DATOS QUE SE EXTENDIERON POR PARTE DEL MINSA, QUEDA A DISPOSICION DE REVISION PARA OTROS TIPOS DE AGUAS RESIDUALES.

VII OBRAS PROPUESTAS.

7.1 RED DE RECOLECCIÓN

7.1.1 Cajas de Registro

Dentro de la Red de Recolección se proyectaron 12 Cajas de Registro nuevas, que estarán ubicadas en los cambios de dirección de la tubería, en las intersecciones de ramales y cuando se deben captar muchos artefactos. Estas cajas de registro serán de mampostería confinada con dimensiones 0.6m x 0.6m, según las dimensiones mínimas que recomienda la cartilla de construcción de la alcaldía de Managua (ver planos levantamiento planialtimetrico del hospital de Puerto Cabezas).

7.1.2 Alcantarillas.

Según los cálculos pertinentes efectuados en el capítulo VII se puede apreciar que por el método de CODE BUILDING en la red intradomiciliar y externa se obtienen diámetros críticos con respecto al método de HUNTER, bajo esas consideraciones el diseño será efectuado bajo diámetros críticos a continuación se mencionan:

Diámetro (mm)	longitud (metros)	Cedula (PVC)	Status
50	71.1	SDR - 41	Tubería nueva
75	71.6	SDR - 41	Tubería nueva
100	51.9	SDR - 41	Tubería nueva
150	157.2	SDR - 41	Tubería nueva
150	61.4	SDR - 41	Tubería existente
200	4.1	SDR - 41	Tubería nueva

7.2 SISTEMA DE TRATAMIENTO

7.2.1 Rejillas

Se construirá una cámara de 0.8 metros de profundidad con un ancho de 0.4 metros como rejillas serán 10 varillas numero 3 con un claro libre de 1 3/8 pulgadas para un total de 9 aberturas.

7.2.2 Fosas Sépticas

Los resultados de los cálculos realizados se muestran detalladamente en el capitulo anterior e indican que puede utilizarse una batería de dos Fosas Sépticas con sus respectivos Filtros Anaeróbicos, que funcionaran de manera paralela. Es necesario mencionar que en el diseño de estos sistemas de Fosas Sépticas como de los Filtros Anaeróbicos, se utilizaran espesores de paredes y losas de fondo mucho más grande que los requeridos estructuralmente serán construidas a base de concreto reforzado, con dimensiones externas: altura 2.76 metros, ancho 6.9 metros, largo 7.9 metros.

7.2.3 Filtros Anaeróbicos de Flujo Ascendente

Serán dos filtros rectangulares con dimensiones útil de 3m x 2.75m x 2.1m. Estos se construirán de concreto reforzado, teniendo como capa filtrante material granular redondo entre 70 mm y 100 mm de diámetro aproximadamente.

7.2.4 Biofiltro

Se construirán tres pilas rectangulares con una profundidad máxima de 0.9 metros, ancho 8 metros y largo 11 metros rellena con grava o piedra volcánica o arena gruesa hasta los 0.6 metros y sembrada con plantas acuáticas, de pantano o macrofitas. Ver plano en anexos

7.3 ESTACIÓN DE ELEVACIÓN

Esta ubicada a la salida de los Filtros Anaeróbicos, y desde esta caja se impulsara por bombeo el efluente proveniente del sistema de Tratamiento Primario hacia una Caja Reguladora de Caudales antes de la entrada de los Biofiltros o Humedales. La Estación de Elevación contara con los siguientes componentes:

7.3.1 Bomba

Se requerirá de una bomba centrifuga de serie 2000 con código impulsor B de diámetro 6 pulgadas, potencia $\frac{3}{4}$ de caballos de fuerza y un NSPH requerido de 4 metros con una velocidad de giro de 1750 RPM y 60 Hz.

7.3.2 Pila de Succión

El Pozo de Succión poseerá una capacidad útil de 2,000 litros y una sección interna de 1.25 × 1.25 metros, con una profundidad útil de 1.28 metros. En el se captara el efluente de los Filtros Anaeróbicos, el cual será impulsado por medio de un equipo de bombeo hacia una caja de concreto, que hemos llamado Caja de Regulación de Caudales, ubicada antes de la entrada de los Humedales. Ver plano en anexos

De acuerdo a los análisis realizados el fondo de la pila de succión se encuentra a una elevación de 101.1615 m y el nivel de succión a una elevación de 96.06 m. El nivel de entrada de agua a la pila se encuentra a una elevación de 101.999 m. Ver plano, Perfil de terreno para bomba.

Siendo el volumen promedio diario de aguas residuales de 36,975.00 litros, también como promedio, el Pozo de Succión se llenaría unas 18 veces por día, ya que cuando el agua en el Pozo alcance el volumen de 2,000 litros, el equipo de

bombeo se encenderá automáticamente y la trasegara a la Caja de Regulación. Como promedio, el Pozo de Succión se estaría llenando y vaciando cada 1.5 horas aproximadamente.

7.4 CAJA REGULADORA DE CAUDALES

Es una Caja hecha de concreto reforzado, con 3,000 ltr. de capacidad útil y una sección de 2.0 × 2.0 x 0.75 metros que estará ubicada posterior a la pila de succión y cerca de los biofiltros. Servirá para captar las aguas impulsadas desde el Pozo de Succión, y dejar pasar solo la Carga Superficial de Diseño de los Biofiltros, derivando las sobrecargas hacia el sitio de disposición final por medio de la tubería de descarga de emergencia.

De esta Caja el agua, que es bombeada desde el Pozo de Succión a razón de 3.3 litros por segundo, se dejara salir a razón de 0.56 litros por segundo. Es decir, los 2,000 litros que se bombean en unos 10 minutos se dejaran salir en 60 minutos. La regulación del caudal hacia las tres celdas que componen el Humedal se hará por medio de válvulas, las que deberán ser calibradas por medio de tanteos.

En cualquier caso, esta Caja tiene un volumen útil 1,5 veces del volumen útil del Pozo de Succión, previendo alguna fluctuación en el caudal de salida del tratamiento primario. Esta provista de una salida para caudales de exceso ubicada a determinada altura (cuando alcanza los 3,000 litros); si por cualquier motivo el agua llegara a mas de esta altura, el exceso se canalizaría hacia la tubería de evacuación final.

Desde la Caja de Regulación a la Caja de Distribución del Humedal Artificial se ha proyectado el fondo de la Caja de Regulación a una elevación que se logra drenar el agua por gravedad hacia los Humedales desde la caja de regulación antes mencionada.

7.5 CAJAS REGULADORA DE SALIDA DE CAUDALES DEL BIOFILTRO

Consisten en cajas de concreto reforzado de 1 x 1 × 1.50 m de sección interna, que estarán ubicadas a la salida de cada una de las celdas de los Biofiltros o Humedales, y servirán para los siguientes propósitos: (i) regular el flujo y nivel del agua en el Biofiltro y garantizar el periodo de retención de diseño; (ii) captar y descargar el efluente del biofiltro hacia el sitio de disposición final por medio de un emisario, inclusive descargar completamente cualquiera de las celdas o todas ellas, en caso necesario.

7.6 LÍNEA DE EVACUACIÓN DEL EFLUENTE FINAL

Esta línea tendrá una longitud total de 600 metros, de los cuales solo 174.30 metros serán reutilizados. En vista de la poca pendiente que presenta el terreno, y para garantizar que el sistema de tratamiento funcione adecuadamente, la línea se calculo de manera que la elevación al inicio de la misma permitiera que el efluente proveniente del tratamiento primario y secundario (Fosas Sépticas y Filtros Anaeróbicos), pudiera evacuarse directamente por gravedad hasta la Disposición Final. La tubería a utilizar será de 8 pulgadas de diámetro SDR-41.

7.7 TUBERÍA DE DISTRIBUCIÓN DE CAUDALES

Para conducir las aguas a partir de la caja de regulación y distribución de caudales hasta los humedales incluye:

7.7.1 Tubería de distribución

Suministro e instalación de 30 metros de tubería PVC DN150 – SDR41.

7.7.2 Cajas de Registro

Construcción de tres cajas de registro de concreto reforzado con sección 1m x 1m x 1 m, espesor de paredes de 0.15 m.

7.8 TUBERÍA PARA LA INFILTRACIÓN DE CAUDALES

Suministro e instalación de 60 metros de tubería ranurada PVC DN150 – SDR-26, para la infiltración del afluente y la salida del efluente en cada uno de los humedales.

7.9 TUBERÍA DE ALIVIO DE SOBRECARGAS

Para la derivación de las sobrecargas hacia la línea de evacuación de emergencia a partir de la caja de regulación y distribución de caudales incluye:

7.9.1 Tubería de descarga

Suministro e instalación de 40 metros de tubería PVC DN200 SDR- 41.

7.9.2 Caja de Registro

Construcción de una caja de registro de concreto reforzado con sección de 1m x 1m x 1, espesor de paredes de 0.15 metros.

7.10 TUBERÍA DE CONEXIÓN CON CAJA DE REGULACIÓN DE SALIDA

Para conectar la tubería de salida de los humedales, con la caja de regulación de salida, incluye:

7.10.1 Tubería de descarga

Suministro e instalación de 30 metros de tubería PVC DN200, SDR-41.

7.10.2 Cajas de regulación

Construcción de tres cajas de registros de 1m x 1m x 1.5 de sección interna. Esta tendrá tres propósitos:

- Regular el flujo del agua en el humedal y garantizar el periodo de retención de diseño.
- Captar el efluente de los humedales y descargarlo hacia la disposición final por medio de un emisario.
- Drenar completamente cualquiera o todos los humedales cuando sea necesario.

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE
PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

VIII. COSTOS Y PRESUPUESTOS DE LAS OBRAS PROPUESTAS

Los costos fueron basados según cuantificación de planos y alcances, los costos unitarios fueron tomados de acuerdo a la base de datos del Fondo de Inversión Social de Emergencia (FISE).

COSTOS Y PRESUPUESTOS

DESCRIPCION	U/MEDIDA	CANTIDAD	COSTO DIRECTO	INDIRECTOS	COSTO
			TOTAL	30%	TOTAL
PRELIMINARES	GBL	1	21500	6450	27950
RED DE RECOLECCION DE AGUAS NEGRAS	METROS	464.17	138113.14	41433.94	179547.082
CAJA DE REGISTRO - RED COLECTORA	C/U	12	21581.76	6474.53	28056.288
LINEA DE EVACUACION DE AGUAS RESIDUALES	METROS	174.3	58270.82	17481.25	75752.066
PRETRATAMIENTO	GBL	1	11051.93	3315.58	14367.509
TRATAMIENTO PRIMARIO	GBL	1	617746.54	185323.96	803070.502
ESTRUCTURA COMPLEMENTARIAS TRATAMIENTO PRIMARIO	C/U	2	6932.04	2079.61	9011.652
TRATAMIENTO SECUNDARIO	GBL	1	460581.06	138174.32	598755.378
RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE	GBL		18511	5553.3	24064.3
REHABILITACION DE ARTEFACTOS SANITARIOS	GBL		158132.6	47439.78	205572.38
OBRAS EXTERIORES	GBL		37680	11304	48984
VARIOS	GBL		2590	777	3367
TOTALES - CORDOBAS			1552690.89	465807.267	2018498.16
TOTALES - US DOLARES (19.10X 1dolar)					105680.53

IX CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.1 CONCLUSIONES.

- Las tuberías existentes presentan buen estado de funcionamiento por lo que se incompararan al sistema principal de recolección de igual forma las cajas registradoras presentan un buen funcionamiento.
- Durante el trayecto de del sistema de recolección se encuentran tuberías de diferentes diámetros para satisfacer los parámetros mínimos de conducción, velocidad (ver pag. 78)
- Los contaminantes presentado por el MINSA logran disiparse dentro de un rango del 90 a 100% lo cual representa un sistema satisfactorio.
- Las obras Hidráulicas propuestas son de origen brasileños y representan una combinación de tres elementos (Fosa Séptica, Filtro Anaerobio de flujo ascendente y Biofiltro).
- Los costos ascienden a 105 681 dólares en el cual se encuentran dentro del presupuesto del MINSA por donaciones varias.

Es notable que la combinación de los diferentes componentes de tratamientos a utilizarse satisfacen los criterios de la OMS y el decreto 33-95 de LA GACETA (*Disposiciones para el control de la contaminación proveniente de las descargas de aguas residuales domesticas, Industriales y Agropecuarias*).

9.2 RECOMENDACIONES

Este tipo de sistema de tratamiento presentan resultados satisfactorios bajo una eficiencia considerable, debería aplicarse en todos los hospitales de Nicaragua de tal forma así estandarizar y ampliar los conocimientos de los mismos, sin embargo el ministerio de salud (MINSA) a optado por utilizar en algunos hospitales sistemas de tratamientos de origen español el cual no ha tenido buenas respuestas (ejemplo hospital de Esteli) , este tipo de sistemas tanto el brasileño como el

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS
RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

español son de costos moderados y accesibles; se ha demostrado que el sistema español es mas barato al brasileño por tal razón resulta ser un indicador para su elección.

Se recomienda junto con las autoridades municipales y posiblemente con las autoridades de las Universidades locales, se seleccione un sitio donde se puedan disponer los lodos sin causar problemas.

X. MANUAL DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO.

Para la operación y mantenimiento de la planta de tratamiento se deberá designar una persona a tiempo completo a su cuidado y funcionamiento. No se necesita a alguien especializado o con conocimientos superiores, ya que el trabajo a realizar es sumamente sencillo, puede ser una de las mismas personas que laboran en el mantenimiento de limpieza y jardines.

A continuación se describe el funcionamiento de la Planta y las labores que deberán realizarse:

TRAMPA DE GRASA

La trampa de grasas se debe limpiar regularmente para prevenir la fuga de cantidades apreciables de grasa al tanque séptico. La grasa que es retirada de la trampa, podrá enterrarse.

CAJA DE RECOLECCIÓN Y REJILLA

Las aguas residuales procedentes del Hospital y otros sitios de generación se recolectarán y enviarán a la caja de recolección, la cual tendrá una rejilla para permitir la retención de material grueso para permitir que los sólidos gruesos escurran mientras esperan para ser retirados.

El agua sin sólidos gruesos drenará mediante un tubo de PVC de 4" de diámetro a la siguiente etapa de tratamiento, el tanque séptico.

En la rejilla, hay que remover diariamente de forma manual los sólidos gruesos retenidos entre las barras y los acumulados sobre la platina perforada, utilizando un rastrillo metálico. El material inorgánico debe ser recolectado y enviado al basurero municipal.

La caja estará herméticamente tapada para evitar que se puedan escapar olores desagradables.

Esta caja deberá ser revisada diariamente al menos dos veces al día para garantizar que la rejilla no se obstruya por la excesiva acumulación de sólidos y también para retirar los sólidos que se encuentren en la platina.

FOSA SEPTICA

La Fosa séptica deberá inspeccionarse cada 3 meses usando las aberturas de inspección que se construirán para tal fin en la losa superior, siendo los resultados de éstas las que decidirán cuándo deben extraerse el lodo y la nata.

Si la capa de lodo acumulado en la primera cámara tiene una altura de 80 cm, deberá retirarse por medio de una bomba de succión de semisólidos o pipa de succión, contratando el servicio de una compañía de limpieza que posea dicho equipo y traslade el contenido a un sitio adecuado para su disposición final.

El lodo no deberá extraerse completamente, pues es conveniente que bacterias anaeróbicas contenidas en el lodo remanente continúen el tratamiento biológico. La nata flotante deberá retirarse cuando alcance un espesor máximo de 7.5 cm y deberá disponerse de la misma forma que los lodos extraídos o si es poca cantidad, podrá hacerse un hueco y enterrarse en los alrededores.

Se debe tener todas las precauciones del caso, basta recordar que los sistemas anaeróbicos producen el conocido gas metano, que además de toxico (letal) es inodoro, por lo que antes de introducirse a una fosa o tanque recién abierto, es necesario cerciorarse que el lugar fue lo suficientemente ventilado y no hay presencia de gas.

FILTRO ANAEROBIO

Debe de tener un sistema adecuado para aplicarle agua a presión en la parte superior del lecho filtrante, para su limpieza cuando sea necesario.

Las aguas que salen del Filtro anaerobio serán conducidas hacia una caja de distribución de caudal mediante una tubería de PVC SDR 41 de 4" de diámetro, en la que se repartirá el flujo en partes iguales para su ingreso a ambas unidades del biofiltro (tratamiento secundario).

CAJA DE DISTRIBUCION.

La tubería de entrada en la caja de distribución será de PVC SDR 41 de 4" de diámetro, en la que se repartirá el flujo en partes iguales para su ingreso a ambas unidades del biofiltro (tratamiento secundario). El agua saldrá de la caja mediante dos tuberías de PVC de 4" colocadas en el extremo opuesto a la tubería de entrada, al mismo nivel de ésta y un poco por encima del fondo.

BIOFILTRO.

Para permitir el mantenimiento de los biofiltros sin sacar de funcionamiento el sistema de tratamiento, se construirán 3 unidades en paralelo.

La cosecha de las plantas se efectúa alrededor de los 10 meses, cortando las plantas con machete; si éstas no tienen alguna utilidad, deberán dejarse secar y quemarse o deben depositarse en el basurero más cercano. Se debe tener el cuidado de limpiar muy bien la superficie del biofiltro.

Limpieza de la superficie del lecho filtrante después del corte, para evitar que la descomposición de estas plantas en el sitio sature el lecho.

Remoción de los flóculos sedimentados en el canal de distribución una vez por mes y reposición de la cubierta del mismo cuando esté en mal estado, para evitar la proliferación de mosquitos y zancudos transmisores de enfermedades.

En caso que se note un flujo superficial de aguas residuales en la entrada al Biofiltro, se recomienda remover el primer metro del material del lecho filtrante (después del material grueso) en todo el ancho de cada unidad del Biofiltro, sustituyéndose con material nuevo de las mismas características, para mantener la alta eficiencia de la planta durante varios años.

Control del espejo de agua, el cual siempre debe estar por debajo del lecho filtrante. Esto se hace con la manguera flexible de la caja de salida, ubicando la salida a la altura establecida en función de la pendiente hidráulica de diseño.

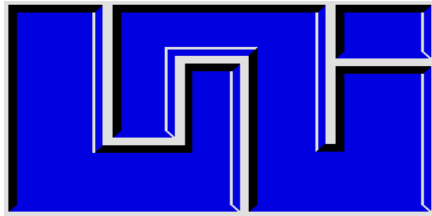
ANÁLISIS DE CALIDAD DE LOS AFLUENTES Y EFLUENTES A REALIZAR PARA CONTROLAR LA EFICIENCIA DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO.

La eficiencia del tratamiento de aguas residuales se determina realizando análisis periódicos de los parámetros establecidos en las normas nacionales de vertido. Para ello, se deberá hacer la toma de muestras compuestas de al menos 12 horas, tomando muestras del afluente al sistema de tratamiento y el efluente del mismo, con una frecuencia de 4 meses (3 muestreos por año), tal como se establece también en las normas de vertido **Decreto 33-95**. Esta actividad debe ser realizada por una persona entrenada para este fin, o del Laboratorio.

X REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. Manual del Curso: Explotación de Recursos Hídricos (UNI -2004)
2. Construcción e Instalación de Fosas Sépticas y Disposición de Efluentes Finales/Proyecto NB-41; Brasil-Junio de 1980.
3. Ingeniería de Aguas Residuales: Tratamiento, Vertido y Reutilización Metcalf & Eddy; Tomo No.2-1996.
4. Normativa Ambiental/INNA-1999.
5. Ingeniería Sanitaria W.A. HARDENBERGH y EDWARD B. RODIE
6. Depuración de Aguas Urbanas Mediante Humedales Artificiales/ Universidad Politécnica de Cataluña; Instituto Catalán de Tecnología/ Por: Jaime Andrés Lara B. – Fuente: INTERNET.
7. Información de los diferentes contaminantes y cuantificación de personal y artefactos existentes.(MINSA)

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD TECNOLÓGICA DE LA CONSTRUCCIÓN
RECINTO UNIVERSITARIO PEDRO ARAUZ PALACIOS**



ANEXO 1

TABLAS

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS
RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

**UNIDADES DE GASTO SEGÚN EL " UNIFORM PLUMBING CODE FOR
HOUSIN
METODO DE HUNNTER**

Artefactos	Privado	Publico
Cuarto de Baño Completo (de valvula)	6	-
Cuarto de Baño Completo (de fluxometro)	8	-
Bañera	2	4
Lavabacines o Lava-platos	-	10
Bidet	2	4
Unidad dental (escupidera)	-	1
Fuente para beber	0,5	1
Fregadero de cocina	2	4
Lavamanos	2	2
Ducha	2	4
Urinario con Tanque	-	3
Urinario con Fluxometro	-	3
Urinario de Pedestal con fluxometro	-	10
W.C de Tanque	3	5
W.C con Fluxometro	6	10
Fregadero de Servicio	-	3

Los valores anteriores corresponden a la demanda total (Agua Fria y Caliente), las demandas separadas equivalen a un 75% de las anteriores.

**CAUDAL DE LOS ARTEFACTOS SEGÚN UNITED STATES DEPARTMENT OF COMMERCE
METODO DE CODE BUILDING**

Accesorios	Agua Fria (g.p.m)	Agua Caliente (g.p.m)
Inodoros (presion)	15 a 35	-
Inodoros (Tanque)	3 a 18	-
Mingitorio (presion)	15	-
Mingitorio (Tanque)	3	-
Lavamanos	5	5
Ducha	3 a 6	5
Bañera	6	6
Lavador cocina corriente	5	5
Lavador cocina pequeño	2	2
Fregadero-Limpieza (Slop-Sink)	3	3
Lavadora Domestica	10	10

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS
RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

**COEFICIENTES DE CARGA (Ch)Y CAPACIDAD (Cq) EN FUNCION DEL NUMERO
ESPECIFICO EN BOMBAS DE SUCCION SIMPLE**

Numero Especifico		Ch	Cq
10		5,8	0,0125
20		5,2	0,043
30		4,7	0,083
40		4,1	0,119
50		3,7	0,16
60		3,4	0,2
80		2,7	0,26
100		2,3	0,31
150		1,7	0,45
200		1,2	0,47

PRESION DE VAPOR DEL AGUA

Temperatura (°C)	(mca)
15	0,17
20	2,38
25	3,22
30	0,43
35	0,57
40	0,75
45	0,97
50	1,26
55	1,6
60	2,03
65	2,55
70	3,18
75	3,93
80	4,83
85	5,89
90	7,15
95	8,62
100	10,33
105	12,32
110	14,61
115	17,26
120	20,27

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS
RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

**PERDIDAS LOCALIZADAS EN LONGITUDES EQUIVALENTES (EN METROS
DE TUBERIA RECTA)**

Diametro (plg)	Codo 90° (RC)	Entrada (Normal)	Valvula (de pie)
0,5	0,5	0,2	3,6
0,75	0,7	0,2	5,6
1	0,8	0,3	7,3
1,25	1,1	0,4	10
1,5	1,3	0,5	11,6
2	1,7	0,7	14
2,5	2	0,9	17
3	2,5	1,1	20
4	3,4	1,6	23
5	4,5	2	31
6	4,9	2,5	39
8	6,4	3,5	52
10	7,9	4,5	65
12	9,5	5,5	78
14	10,5	6,2	90

COEFICIENTES DE MANNING

Tipo de Material	n
Asbesto de Cemento	0,01
Concreto Liso	0,012
Concreto Aspero	0,016
Acero Galvanido	0,014
Ferro Fundido	0,013
Acero Soldado sin Revestimiento	0,013
Acero soldado con Revestimineto	0,011
PVC	0,009

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS
RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

RELACIONES HIDRAULICAS PARA CONDUCTOS CIRCULARES

Q / Q_o	Relacion	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,00	V / V_o	0,000	0,292	0,362	0,400	0,427	0,453	0,473	0,492	0,505	0,520
	d / D	0,000	0,092	0,124	0,148	0,165	0,182	0,196	0,210	0,220	0,232
	R / R_o	0,000	0,239	0,315	0,370	0,410	0,449	0,481	0,510	0,530	0,554
0,1	V / V_o	0,540	0,553	0,570	0,580	0,590	0,600	0,613	0,624	0,634	0,645
	d / D	0,248	0,258	0,270	0,280	0,289	0,298	0,308	0,615	0,323	0,334
	R / R_o	0,586	0,606	0,630	0,650	0,668	0,686	0,704	0,716	0,729	0,748
0,2	V / V_o	0,656	0,664	0,672	0,680	0,687	0,695	0,700	0,706	0,713	0,720
	d / D	0,346	0,353	0,362	0,370	0,379	0,386	0,393	0,400	0,409	0,417
	R / R_o	0,768	0,780	0,795	0,809	0,824	0,836	0,848	0,860	0,874	0,886
0,3	V / V_o	0,729	0,732	0,740	0,750	0,755	0,760	0,768	0,776	0,781	0,787
	d / D	0,424	0,431	0,439	0,447	0,452	0,460	0,468	0,476	0,482	0,488
	R / R_o	0,896	0,907	0,919	0,931	0,938	0,950	0,962	0,974	0,983	0,992
0,4	V / V_o	0,796	0,802	0,806	0,810	0,816	0,822	0,830	0,834	0,840	0,845
	d / D	0,498	0,504	0,510	0,516	0,523	0,530	0,536	0,524	0,550	0,557
	R / R_o	1,007	1,014	1,021	1,028	1,035	1,043	1,050	1,056	1,065	1,073
0,5	V / V_o	0,850	0,855	0,860	0,865	0,870	0,875	0,880	0,885	0,890	0,895
	d / D	0,563	0,570	0,576	0,582	0,588	0,594	0,601	0,608	0,615	0,620
	R / R_o	1,079	1,087	1,094	1,100	1,107	1,113	1,121	1,125	1,129	1,132
0,6	V / V_o	0,900	0,903	0,908	0,913	0,918	0,922	0,927	0,931	0,936	0,941
	d / D	0,626	0,632	0,639	0,645	0,651	0,658	0,666	0,672	0,378	0,686
	R / R_o	0,136	1,139	1,143	1,147	1,151	1,155	1,160	1,163	1,167	1,172
0,7	V / V_o	0,945	0,951	0,955	0,958	0,961	0,965	0,969	0,972	0,975	0,980
	d / D	0,692	0,699	0,705	0,710	0,719	0,724	0,732	0,738	0,743	0,750
	R / R_o	1,175	1,179	1,182	1,184	1,188	1,190	1,193	1,195	1,197	1,200
0,8	V / V_o	0,984	0,987	0,990	0,993	0,997	1,001	1,005	1,007	1,011	1,015
	d / D	0,756	0,763	0,770	0,778	0,785	0,791	0,798	0,804	0,813	0,820
	R / R_o	1,202	1,205	1,208	1,211	1,214	1,216	1,219	1,219	1,215	1,214
0,9	V / V_o	1,018	1,021	1,024	1,027	1,030	1,033	1,036	1,038	1,039	1,040
	d / D	0,826	0,835	0,843	0,852	0,860	0,868	0,876	0,884	0,892	0,900
	R / R_o	1,212	1,210	1,207	1,204	1,202	1,200	1,195	1,195	1,192	1,190
1,00	V / V_o	1,041	1,042	1,042	1,042						
	d / D	0,914	0,920	0,931	0,942						
	R / R_o	1,172	1,164	1,150	1,136						

COEFICIENTE PARA LA FORMULA DE HAZEN-WILIAMS

Tipo de Tuberia	C
Hierro Galvanizado	125
Acero Soldado Nuevo	120
Acero Soldado Viejo	90
Acero Soldado con revestimiento	130
Hierro Fundido Nuevo	130
Hierro Fundido Viejo sin Incrustaciones	110
Hierro Fundido Viejo con Incrustaciones	90
Plastico PVC, (D< 38 mm)	140
Plastico PVC, (D> 38 mm)	150
Cobre y Laton	130
Concreto Acabado Liso	130
Concreto Acabado comun	120

VALORES INDICATIVOS PARA EL DISEÑO DE TERRENOS PANTANOSOS ARTIFICIALES

Parametros de Diseno	Unidades	Sistemas SFS
Tiempo de detencion Hidraulica	m	0.3 a 0.75
Carga de DBO5	Kg/ha-dia	< 67
Carga Hidraulica	m ³ /m ² -dia	0.014 a 0.046
Superficie Especifica	ha/(10 ³ m ³ /dia	7.1 a 2.15+

Fuente Metcalf y Eddy / Tomo 2, Tabla 13 - 20, pag 1129

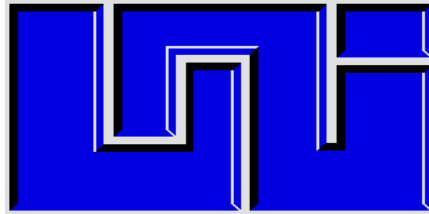
**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE
PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

CARACTERISTICAS TIPICAS DEL MEDIO EN SISTEMA DE FLUJO SUBSUPEFICIAL

Tipo del Medio	Tamano Grano Maximo (10%)	Porosidad	Condicion Hidraulica	K20
Arena Media	1	0.42	420	1.84
Arena Gruesa	2	0.39	480	1.35
Arena Gravosa	8	0.35	500	0.86

Fuente Metcalf y Eddy / Tomo 2, Tabla 13 - 221, pag 1131

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD TECNOLÓGICA DE LA CONSTRUCCIÓN
RECINTO UNIVERSITARIO PEDRO ARAUZ PALACIOS**



ANEXO 2

**GRAFICOS , CURVAS DE DEMANDA DE AGUA Y
BOMBAS**

ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS
RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE PUERTO CABEZAS, R.A.A.N

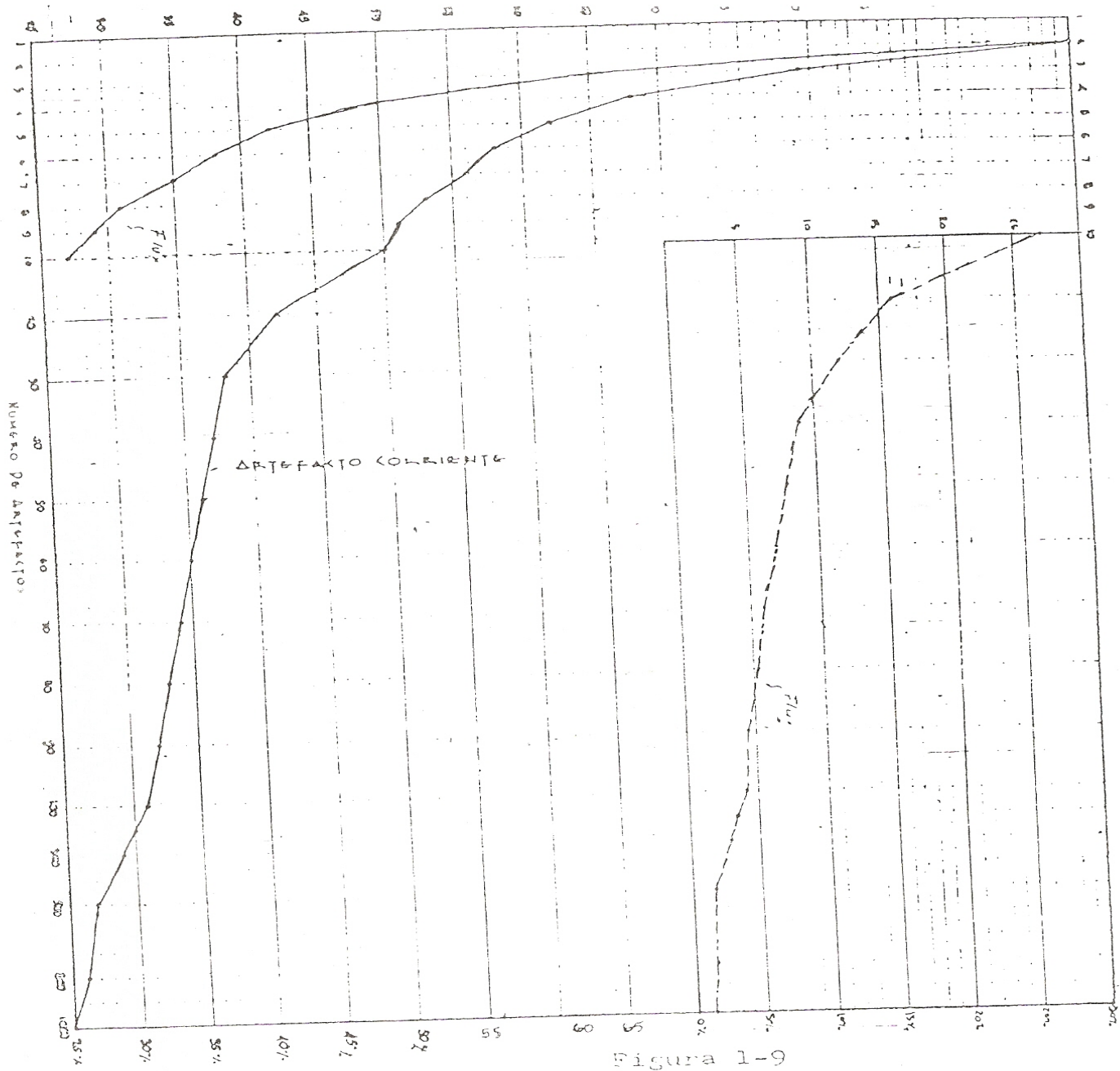


Figura 1-9

FACTOR DE USO

PORCENTAJE REAL DE GASTO PARA ARTEFACTOS CORRIENTES Y
DE PRESION (FLUXOMETRO)

ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS
RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE PUERTO CABEZAS, R.A.A.N

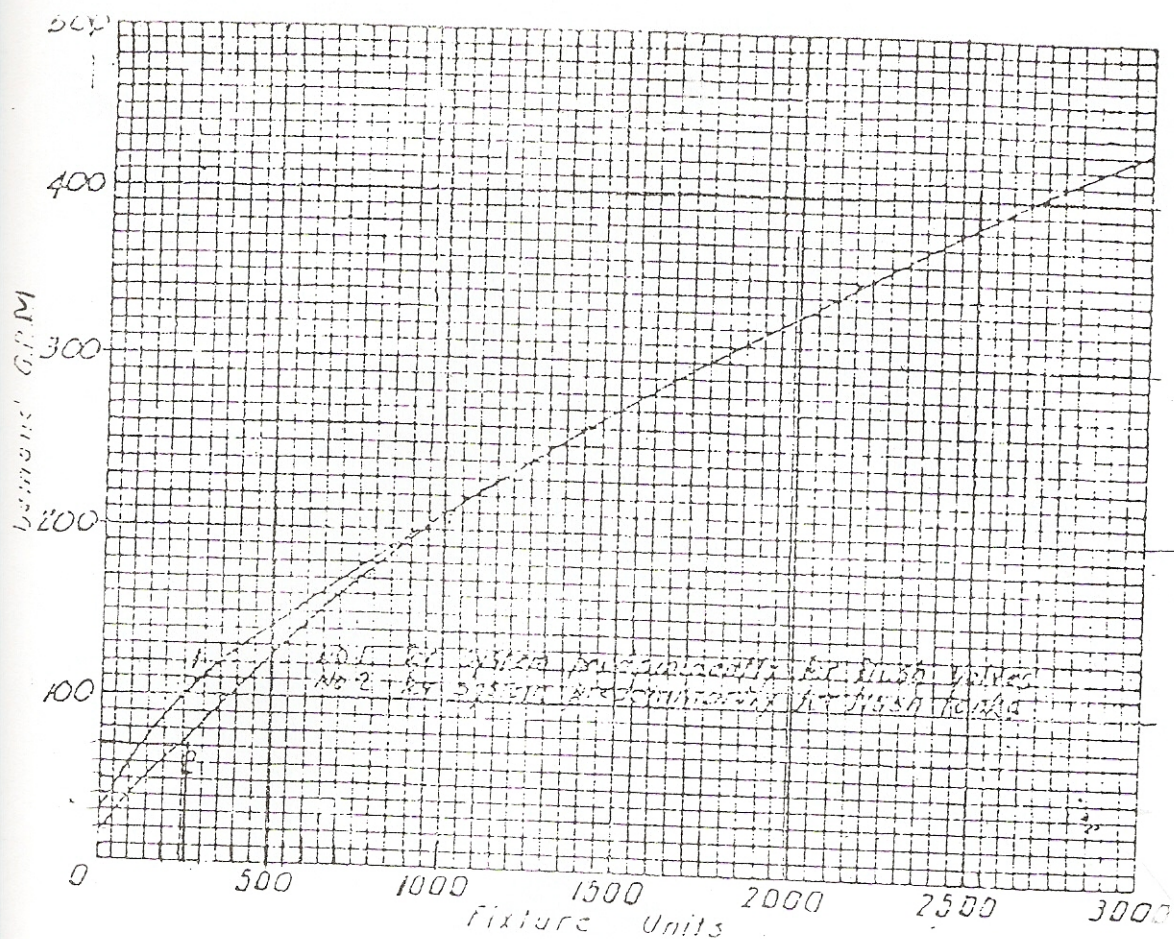


Figure 1-7 Estimate curves for demand load

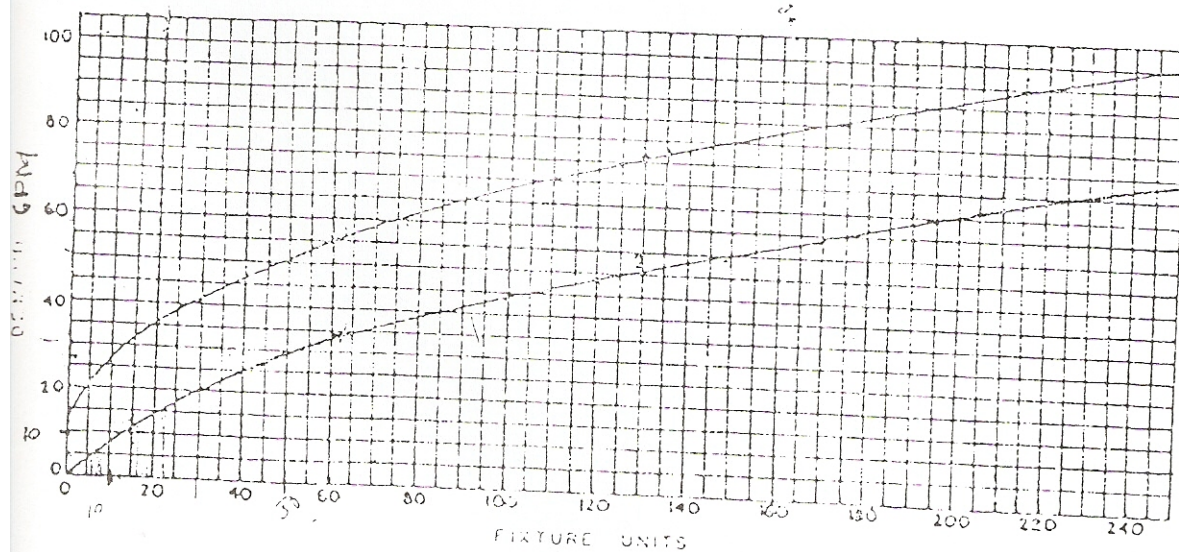
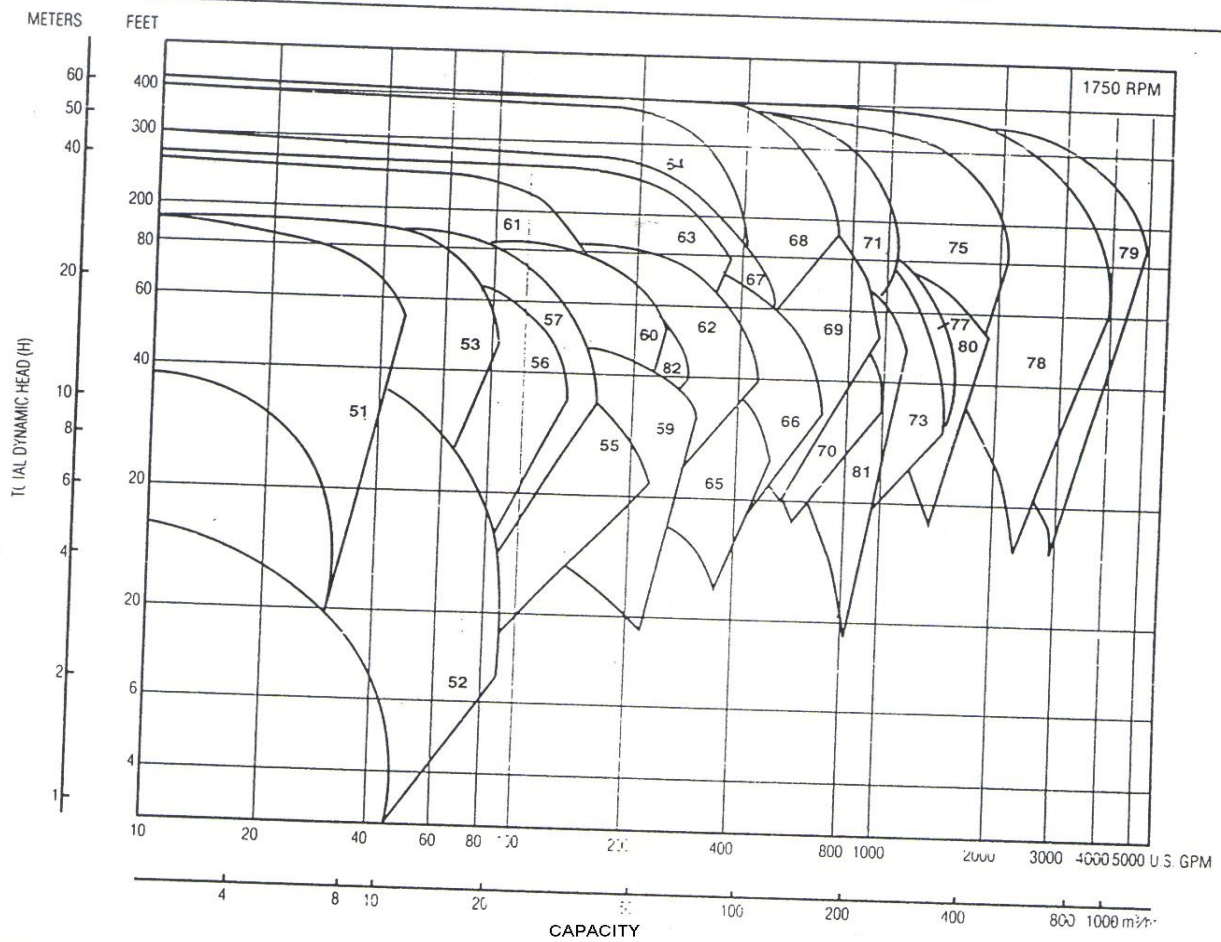


Figure 1-8 Enlarged scale demand load "CURVAS DE HUNTER"

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS
RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**

Series 2000 Performance Coverage



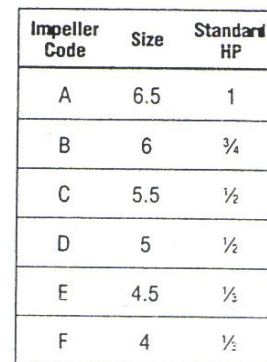
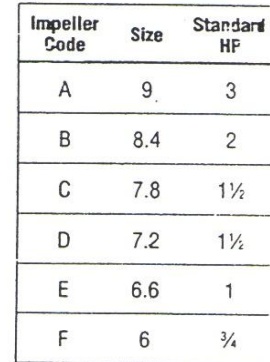
1750 RPM Selection Chart

Key No.	Pump Size and Type	Curve	Curve Located on Page
51	1.5 x 1.5 x 9	8096	10
52	2 x 1.5 x 6.5	8098	10
53	2 x 1.5 x 9	8100	11
55	2.5 x 2 x 6.5L	8104	11
56	2.5 x 2 x 9S	8106	12
57	2.5 x 2 x 9L	8108	12
59	3 x 2 x 6.5L	8112	13
60	3 x 2 x 9	8114	13
82	3 x 2 x 10	8721	23
61	3 x 2 x 11	8115	14
62	3 x 2.5 x 11	8119	14
63	3 x 2.5 x 9	8118	15
64	3 x 2.5 x 13	8121	15
65	4 x 3 x 6.5	8123	16

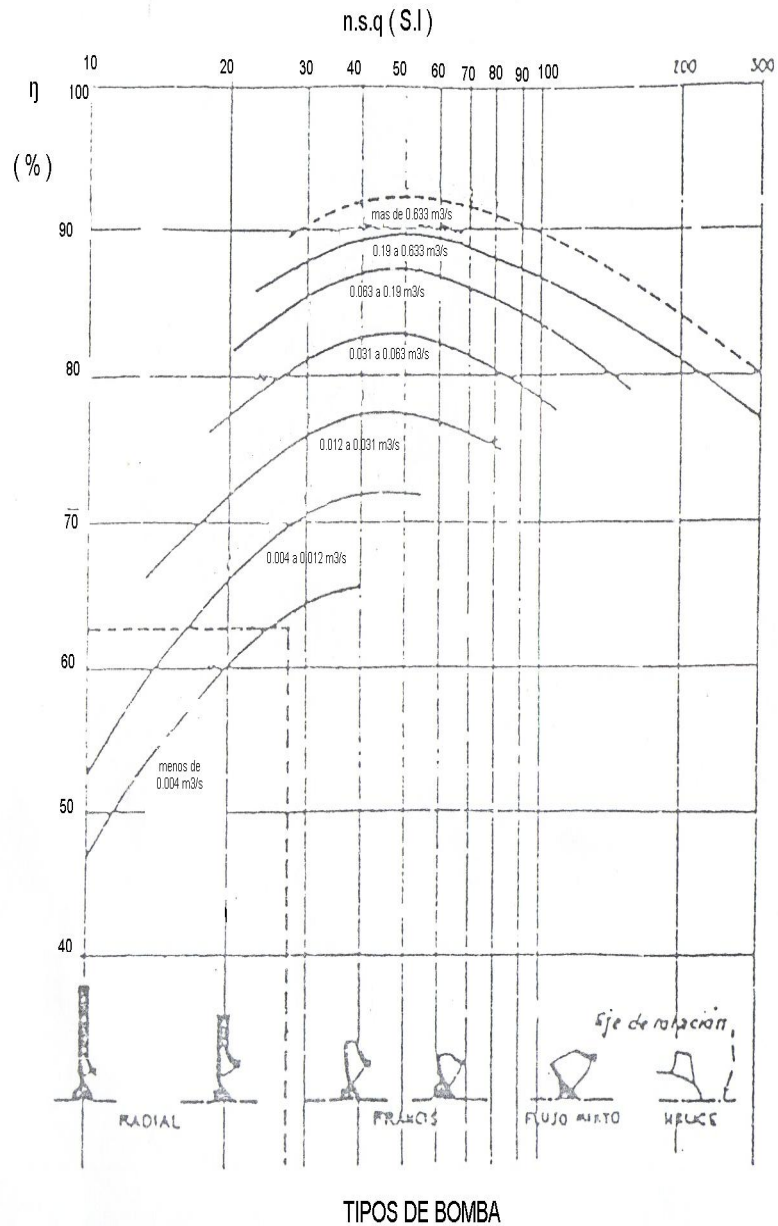
Key No.	Pump Size and Type	Curve	Curve Located on Page
66	4 x 3 x 9	8126	16
67	4 x 3 x 11	8127	17
68	4 x 3 x 13	8129	17
69	4 x 4 x 11	8131	18
70	6 x 4 x 9	8133	18
71	6 x 4 x 13	8135	19
81	6 x 6 x 9.5	8673	22
73	6 x 6 x 11	8139	19
75	6 x 6 x 13L	8143	20
80	8 x 6 x 9.5	8572	22
77	8 x 6 x 11	8147	20
78	8 x 6 x 13	8149	21
79	10 x 8 x 13	8151	21

† Not available as close-coupled.

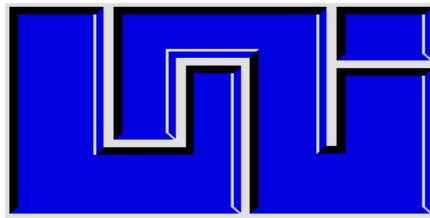
Series 2000 Performance Curves – 60 Hz, 1750 RPM



**ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS
RESIDUALES DEL HOSPITAL NUEVO AMANECER DE PUERTO CABEZAS, R.A.A.N**



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD TECNOLÓGICA DE LA CONSTRUCCIÓN
RECINTO UNIVERSITARIO PEDRO ARAUZ PALACIOS**



ANEXO 3

PLANOS

NOTAS GENERALES PARA EL SISTEMA DE TRATAMIENTO

1. El concreto será de 4000 PSI para todos los componentes a construir .
2. El piedrin sera de $\frac{3}{4}$ pulgadas fuera de contaminantes y la arena a utilizar tendrá que ser de motastepe, si existe material similar en el alrededor será comprobado mediante un estudio.
3. el acero a utilizar para el refuerzo estructural de os diferentes componentes del sistema de tratamiento será de grado 60.
4. La bomba a utilizar será de acuerdo a las especificaciones establecidas en documento, todo cambio será consultado con el diseñador.
5. Las tuberías a utilizar serán de diámetros y cedulas como lo establece el documento todo cambio será consultado con el diseñador.
6. La alimentación de la bomba vendrá desde el panel principal del hospital y será colocado un tranfer automatic, respaldado por un generador siempre y cuando se tenga el estudio de carga de una consultaría.
7. obligatoriamente se instalara bomba exactamente donde dice planos, para que el sistema de humedales trabaje a gravedad.
8. El encofrado será bajo supervisión y bañada en aceite quemado.
9. Las rejillas del componente preliminar deberá colocarse en el ángulo correspondiente de acuerdo a la memoria de calculo.
10. Para el FAFA se deberán utilizar los materiales correspondientes no siendo otros, para el biofiltro se utilizaran las plantas (juncos) si excepciones